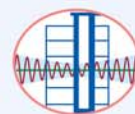
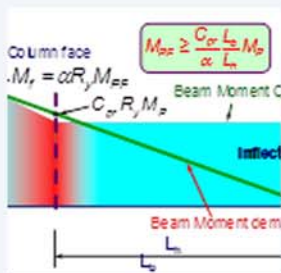




103 年度

國家地震工程研究中心 研究成果報告



財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心
 National Center for Research on Earthquake Engineering,
 National Applied Research Laboratories

目錄

- 1 **建立多自由度系統易損性曲線之逐級控制階層法**
鄧崇任、邱世彬、翁元滔、廖文義、林克強
- 5 **耐震設計規範之檢討與改進對策**
邱世彬、郭俊翔、鄧崇任、柴駿甫、簡文郁、林克強、林瑞良、邱俊翔、洪曉慧、
翁元滔、劉光晏、許尚逸、張毓文、林凡茹
- 9 **淺基礎模型振動台試驗**
邱俊翔、陳家漢、黃郁惟
- 13 **液化過程中模型樁動態特性依時變化反應**
陳家漢、柯永彥、陳正興、翁作新
- 17 **板樁式碼頭耐震性能評估方法研究**
柯永彥、葛宇甯、徐雅涵
- 21 **臺灣西南部精密地殼構造成像及其應用**
溫士忠、張議仁、林哲民、溫國樑
- 25 **井下地震儀陣列之初步分析**
郭俊翔、謝宏灝、林哲民、溫國樑、張志偉
- 29 **土氫監測於斷層及大屯火山地區活動性之研究**
瓦里亞、林世榮、亞耳文、廖昱茨、楊燦堯、溫國樑
- 33 **雲嘉南地區地殼活動現況監測(I)**
張議仁、溫士忠、陳朝輝、溫國樑
- 37 **直接彎矩平衡之極限層剪力**
鍾立來、范揚志、楊卓諺
- 41 **鋼梁外包覆鋼筋混凝土型梁構件受力行為研究(II)**
林敏郎、翁元滔、黃昭勳、莊勝智、林志翰、李權峰
- 45 **雙向平面不對稱建築中黏滯性阻尼器的廣義最佳化配置方法**
林瑞良、裴孟進、蔡克銓
- 49 **容量震譜法於多層樓結構安全因子之探討**
葉勇凱、周德光
- 53 **校舍建築以開口鋼筋混凝土牆補強之試驗研究**
鍾立來、張庭瑜、曾建創、黃世建、葉勇凱、邱聰智、翁樸文、沈文成、涂耀賢、
周德光、王郁傑
- 57 **既有鋼筋混凝土結構應用直接接合型鋼框架斜撐補強工法之研究**
蕭輔沛、褚有倫、黃昭勳

- 61 核能電廠鋼筋混凝土圍阻體縮尺試體反覆載重試驗-以 ABWR 廠房為例
楊炫智、吳俊霖、徐增全、陳昱志、呂胡忠、張長菁、莫詒隆、Ken Cong-Hieu Luu、王孔君、楊元森
- 65 核能電廠電氣盤體之振動台試驗與分析
沈明毅、柴駿甫、林凡茹、賴姿妤、葉昶辰
- 69 電廠餘熱移除管線系統-數值模型分析
柴駿甫、吳文芳、林凡茹、賴姿妤、沈明毅、劉嚴方
- 73 電廠餘熱移除管線系統-擬靜態反覆載重試驗
柴駿甫、黃尹男、吳文芳、林凡茹、賴姿妤、沈明毅、劉嚴方、游青青
- 77 核電廠設備物錨定之耐震評估分析方法研究
曹心瑜、柴駿甫、林凡茹
- 81 地震引起海嘯所致住宅建築物毀損之評定及鑑定基準探討
鍾立來、涂耀賢、葉勇凱、黃富國、邱聰智、周德光、楊耀昇、翁樸文、沈文成
- 85 救災用複合材料輕量化便橋之研究與開發
葉芳耀、張國鎮、宋裕祺、洪曉慧
- 89 考量等效沖刷載重之橋梁可靠度設計方法研究
陳俊仲、張國鎮、林其穎、陳志豪
- 93 橋梁生命週期防災管理系統之開發
許家銓、陳俊仲、洪曉慧、劉光晏
- 97 五楊高架橋梁車載試驗及其光纖式長期監測系統建置研究
李政寬、陳俊仲、洪曉慧、宋裕祺、李路生、陳君隆
- 101 高阻尼橡膠隔震支承墊之分析模型修訂與驗證試驗研究
楊印涵、汪向榮、蕭佳益、黃震興
- 105 斜面滾動隔震支承廣義運動方程式推導與數值分析研究
林旺春、游忠翰、汪向榮、蕭佳益、黃震興、張國鎮
- 109 醫院常用消防管線系統之耐震行為實驗研究
林震宇、林凡茹、柴駿甫、王鑑翔、張國鎮
- 113 醫療院所設備物簡易耐震評估分析程式
簡子婕、柴駿甫、林凡茹
- 117 懸吊式天花板系統檢核與操作說明
王鑑翔、柴駿甫、林凡茹、林震宇

- 121 鋼梁與箱型柱之預先驗證合格抗彎接合
林克強、莊勝智、林志翰、李昭賢、林德宏
- 125 RC 外柱梁柱接頭應用擴頭鋼筋之耐震行為
林克強、紀凱甯、邱建國
- 129 高強度鋼筋混凝土柱耐震圍束行為之研究
沈文成、黃世建、蔡東杞、黃銘弘
- 133 運用無線感測系統於風機支承結構健康診斷
盧恭君、柴駿甫、彭淑婷
- 137 辨別地震與非地震訊號之現地即時強震預警系統研發
吳日騰、許丁友、張國鎮
- 141 自來水延性鑄鐵管之地震動耐震性能基準值研擬
劉季宇
- 145 自來水設施暴險分析系統建置
洪祥瑗、陳志欣、周寶卿、劉季宇、葉錦勳
- 149 行動震災資訊應用程式研發-自來水震災早期評估 APP
陳世良、陳志欣、周光武、劉季宇、葉錦勳
- 153 海嘯預警系統及災損資料庫建置計畫 (3/3)
葉錦勳、黃安和
- 157 擴柱補強校舍耐震能力之初步評估
鍾立來、林聖學、楊耀昇

建立多自由度系統易損性曲線之逐級控制階層法

鄧崇任¹ 邱世彬² 翁元滔³ 廖文義⁴ 林克強¹

摘要

本研究提出如何運用逐級控制階層逐步建立從損傷狀態到地表搖晃強烈程度量度的關聯性之逐級控制階層來定量描述 MDOF 系統的耐震行為並建立多自由度系統之易損性曲線以判定其是否落於可以接受的範圍之內。

關鍵詞：易損性曲線、性能設計

一、多自由度系統耐震行為之逐級控制階層及其 ADRS 格式表示法

一個 n 層 MDOF 系統的耐震行為要如何定量描述以及如何判定其行為是落於吾人所可以接受的範圍之內。有關耐震行為的探討從地表搖晃強烈程度要如何有效量度 (intensity measure, IM) 的問題開始，一直到發生何種定性狀態之損傷描述 (damage state, DS) 以及損傷要如何量化及量度 (damage measure, DM) 的問題為止，甚至還包涵如何估計地震所造成之損失大小的後續問題，顯然這是一個很嚴肅的地震工程課題。目前已證實行之有效的方法為採取如圖 1 所示從損傷狀態到地表搖晃強烈程度量度的關聯性之逐級控制階層來定量描述 MDOF 系統的耐震行為。在逐級控制階層當中，最重要的關鍵步驟為引進一個稱之為控制點 (control point) 的關鍵控制層以及於此點上的受震峰值反應並將其稱之為工程需求參數 (engineering demand parameter, EDP)。藉由此一控制點之工程需求參數就可將地表搖晃強烈程度的量度 (IM) 與結構損傷程度的量度 (DM) 之間建立起所需之因果關聯性。

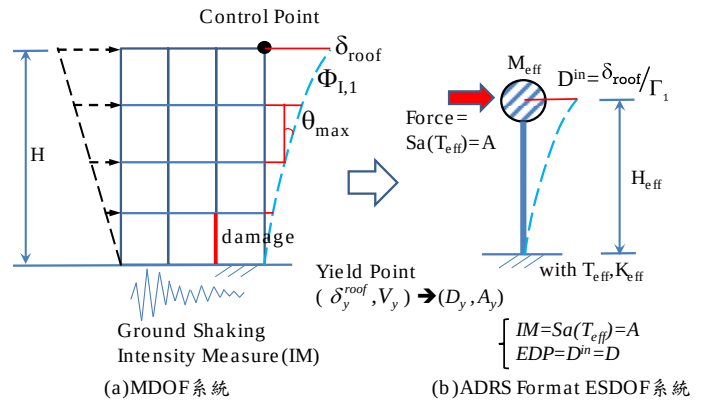


圖 1 從 Ground Shaking 至 damage 描述之 MDOF 受震行為化為 ADRS 格式

如圖 2 所示，逐級控制階層的震度控制 (intensity control) 階層關係為建立地表搖晃強烈程度的量度 (IM) 與屋頂水平位移峰值 (EDP) 的因果關聯性。利用 ATC-40(1996) 所建議之方法，在 ADRS 格式上，直接選擇輸入地震紀錄的 5% 阻尼比彈性反應譜在該週期上之加速度值 (A) 來衡量不同之地表震度，其值與所欲表徵地表振動強度的峰值 PGA、PGV 等成正比。而橫軸為譜位移 (D)，代表控制地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff})$) 之地震作用下，等效單自由度系統的峰值反應 (EDP) 衝程 (stroke)。

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

⁴ 國立台北科技大學土木與防災研究所教授

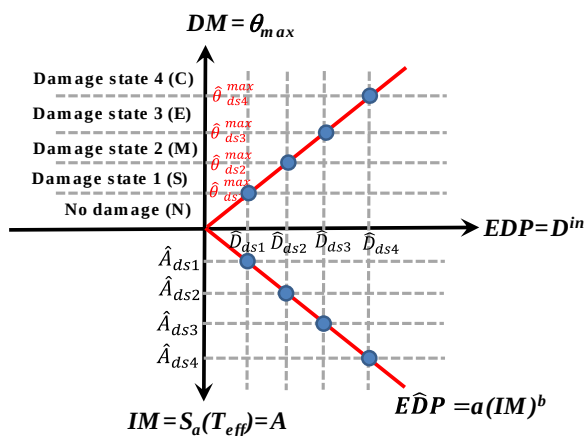


圖 2 在 ESDOF 之 ADRS 格式上描述 MDOF 系統之損傷狀態

考慮輸入地震紀錄間之隨機性(record to record randomness)，藉由進行一個已知降伏點 (A_y, D_y) 或者是已知強度與週期 ($A_y, T_{eff} \equiv 2\pi\sqrt{D_y/A_y}$) 之 MDOF 系統的 N 組地震輸入運動非線性時間歷時分析，可統計之後就可以建立此種控制點非彈性位移峰值 ($EDP = D^{in} \equiv C_R \times R_\mu \times D_y$) 與地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff}) \equiv R_\mu \times A_y$) 之間的非線性之不確定性正比例關係。

前述 C_R 稱之為非彈性位移比，為非彈性位移峰值 D^{in} 與彈性位移峰值 D_e 之比值。Ruiz-Garcia 與 Miranda (2007) 針對任一已知強度 A_y 與週期 T_{eff} 的 ESDOF 系統，在相同降伏強度 A_y 之 R_μ 倍的地震作用下，進行非線性動力分析並利用非線性迴歸分析法得到非彈性位移比之中值估計 $\hat{C}_R$ 與對數標準差 $\beta_{EDP|IM}$ 並迴歸出參數值 $a_R = 79.12$ ， $b_R = 1.98$ 以及 $\hat{\beta}_1 = 5.876$ ， $\hat{\beta}_2 = 11.749$ ， $\hat{\beta}_3 = 1.957$ ， $\hat{\beta}_4 = 0.739$ ，據以估算非彈性位移峰值 ($EDP = D^{in} \equiv C_R \times R_\mu \times D_y$)。同時；其與地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff}) \equiv R_\mu \times A_y$) 之間的非線性關係可以用如下之冪次函數關係式來表示：

$$EDP = D^{in} \equiv \hat{D}^{in} \cdot \varepsilon = \{a \cdot [S_a(T_{eff})]^b\} \cdot \varepsilon \quad (1)$$

在建立控制點非彈性位移峰值 (EDP) 與損傷量化量度 (DM) 間的因果關聯性之前，須先建立逐級控制階層的損傷控制階層關係以建立控制各類損傷狀態發生的損傷量化量度門檻值之的因果關聯性，事先

定義各種損傷狀態 (DS) 之定性或定量描述並加以分類，一般將損傷狀態之種類從完好無損至完全損壞為止共區分為五類，分別以指標 $\{DS|DS = ds_i, i = 0, 1, 2, 3, 4\}$ 來表示。在定義了損傷狀態的種類之後，然後再選取一個能夠控制損傷發生之量化量度 (DM)，這些損傷狀態之所以會發生其與所選擇的 DM 間的關聯性非常緊密。對於建築物主體結構而言，一般均選擇最大層間變位角作為損傷量化量度 ($DM = \theta_{max}$) 以控制各種損傷狀態 (DS) 之發生。因此；可藉由實際的最大層間變位角之值與各損傷量度門檻值比較之後可據以判定結構為何種損傷狀態。

由衝程控制靜力側推中位數狀態曲線，可以觀察出即使是相同結構系統之建築物（意即具有相同之可控制各類損傷狀態發生的最大層間變位角 $\hat{\theta}_{dsi}^{max}$ ），但若具有不同之樓層高度（意即具有不同之週期 T_{eff} ），則其發生各類損傷狀態門檻點所對應之控制點非彈性位移峰值中位數 $\hat{D}_{dsi}$ 亦不相同。若將所施加之衝程大小 ($EDP = D^{in}$) 除以可以代表各週期的等效單自由度系統 (ESDOF) 等效高度 H_{eff} 之後得到一個無因次化衝程參數 (D^{in}/H_{eff})。並將損傷量化量度 ($DM = \theta_{max}$) 對此無因次化衝程參數 (D^{in}/H_{eff}) 作圖，則可將不同樓層高度的衝程控制靜力側推中位數狀態曲線描繪於其上並將其相互關係加以參數化，參數化後之損傷量化量度與無因次化衝程參數的相互關係僅與結構系統有關。由所預先設訂各類損傷狀態發生的最大層間變位角容許門檻值 $\hat{\theta}_{dsi}^{max}$ 與樓層高度就可以查得到其所對應之無因次控制點非彈性位移峰值之容許門檻值 $\hat{D}_{dsi}/H_{eff}$ ，檢核設計時；只要檢核在 475 年回歸期地震作用下 ($IM = S_a^{475}(T_{eff}) \equiv R_\mu^{475} \times A_y$) 所產生之控制點非彈性位移峰值 ($EDP = D^{in}$) 小於此容許門檻值即可。

二、運用逐級控制階層逐步建立多自由度系統之易損性曲線

逐步透過逐級控制階層的損傷控制階

層關係可將各類損傷狀態之發生初步關聯至相對應之損傷量化量度門檻值。透過逐級控制階層的衝程控制 (stroke control) 階層關係可將達到各類損傷狀態發生的損傷量化量度門檻值關聯至相對應之控制點非彈性位移峰值。結合這兩層的關係後就可將各類損傷狀態之發生間接地關聯至相對應之控制點非彈性位移峰值並建立考慮材料不確定性之衝程控制結構易損性曲線。其意義為當控制點非彈性位移峰值之衝程為 ($EDP = D^{in}$) 之時，發生各類損傷狀態之機率：

$$P(DS \geq ds_i | EDP = D^{in}) = \Phi \left[\frac{\ln D^{in} - \ln \hat{D}_{dsi}}{\beta_{dsi}^{EDP}} \right] \quad (2)$$

由於發生各類損傷狀態門檻點位置座標的中位數 ($\hat{D}_{dsi}, \hat{\sigma}_{dsi}^{max}$) 以及對於衝程樣本分佈之對數標準差 β_{dsi}^{EDP} 將視結構系統以及樓層數之不同而有所差異，故依其所建立之衝程控制結構易損性曲線亦不相同。

運用逐級控制階層可逐步建立起從損傷狀態到地表搖晃強烈程度量度的關聯性並據以定量描述 MDOF 系統的耐震行為。

(2) 式已經將各類損傷狀態之發生間接地關聯至相對應之控制點非彈性位移峰值，若再透過逐級控制階層的震度控制 (intensity control) 階層關係則可將控制點之非彈性位移峰值 ($EDP = D^{in}$) 進一步關聯至相對應之地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff}) = A$)。最終；結合衝程控制與震度控制的階層關係之後就可將各類損傷狀態 ($DS = ds_i$) 之發生間接地關聯至相對應之地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff}) = A$)。並建立考慮材料不確定性以及輸入地震紀錄間之隨機性的震度控制結構易損性曲線。其意義為當地表搖晃強烈程度的量度為 $IM = S_a(T_{eff}) = A$ 之時，發生各類損傷狀態 ($DS = ds_i$) 之機率，此條件機率可以用全機率原理表示為如下之積分形式：

$$P(DS \geq ds_i | IM = A) = \int_0^\infty P(DS \geq ds_i | EDP = D^{in}) \left| \frac{dP(EDP = D^{in} | IM = A)}{dD^{in}} \right| dD^{in} \quad (3a)$$

$\Rightarrow$

$$P(DS \geq ds_i | IM = A) = \int_0^\infty \Phi \left[\frac{\ln D^{in} - \ln \hat{D}_{dsi}}{\beta_{dsi}^{EDP}} \right] \times f(EDP = D^{in} | IM = A) dD^{in} \quad (3b)$$

利用 (1) 式中之控制點非彈性位移峰值與地表搖晃強烈程度的量度間的非線性冪次函數關係式，可以求得其逆關係為：

$\hat{A}_{D^{in}} = [D^{in}/a]^{1/b}$ ，而其對數標準差之關係則為 $\beta_{IM|EDP} = \beta_{EDP|IM}/b$ 。因此；可將前述之積分改寫為：

$$P(DS \geq ds_i | IM = A) = \int_0^\infty \Phi \left[\frac{\ln A - \ln \hat{A}_{D^{in}}}{\beta_{IM|EDP}} \right] \times f(D^{in} = D_{dsi} \equiv \hat{D}_{dsi} \cdot \epsilon_{dsi}) dD^{in} \quad (3c)$$

利用 $\hat{A}_{\hat{D}_{dsi}} = [\hat{D}_{dsi}/a]^{1/b}$ ，並將積分變數變換為 $d(\ln D^{in}) = b \cdot d(\ln \hat{A}_{D^{in}})$ ，則上述之積分可顯式積出為：

$$P(DS \geq ds_i | IM = A) = \Phi \left[\frac{\ln A - \ln \hat{A}_{\hat{D}_{dsi}}}{\sqrt{(\beta_{IM|EDP})^2 + (\beta_{dsi}^{EDP}/b)^2}} \right] \quad (3d)$$

利用 $\hat{D}_{EDP|IM}^{in} = a \cdot [A]^b$ ，則可將震度控制的結構易損性曲線亦可改寫為如下考慮材料不確定性以及輸入地震紀錄間之隨機性的衝程控制結構易損性曲線：

$$P(DS \geq ds_i | IM = A) = \Phi \left[\frac{\ln \hat{D}_{EDP|IM}^{in} - \ln \hat{D}_{dsi}}{\sqrt{(\beta_{EDP|IM})^2 + (\beta_{dsi}^{EDP})^2}} \right] \quad (3e)$$

(3e) 式中的衝程控制結構易損性函數即稱之為與 HAZUS 相容之損傷函數。與前述之建立過程有別之處在於 HAZUS 是使用非線性 ESDOF 系統之等值線性化 (equivalent linearization) 方法 (即所謂之容量振譜法, CSM) 以求得在各特定地震 ($IM = S_a(T_{eff}) = A$) 作用下之控制點非彈性位移峰值 ($EDP = \hat{D}_{EDP|IM}^{in}$) 當成是橫軸作標，並直接求得其發生各類損傷狀態 ($DS = ds_i$) 之機率當成是縱軸作標。使用衝程控制結構易損性函數的缺點為只知道在特定衝程 $\hat{D}_{EDP|IM}^{in}$ 作用下，發生各類損傷狀態之機率，而不知道之所以會造成此衝程之特定地震大小為何？因此；當一個假想地震 (scenario earthquake) 發生而造成區域內各工址之地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff}) = A$)，在使用衝程控制結構易損性函數以估計損失之前，必須藉由容量振譜法先將其轉換為控制點非彈性位移峰值。另外一個使用衝程控制結構易損性函數的缺點為無法直接與工址危害之肇因

地震發生率相結合以計算結構發生各類損傷之風險。

三、運用逐級控制階層逐步建立多自由度系統之損傷風險

運用逐級控制階層可逐步建立起從損傷狀態到造成工址危害之肇因地震發生率的關聯性並據以定量描述 MDOF 系統的各類損傷風險。(3) 式已經將各類損傷狀態之發生間接地關聯至相對應之工址地表搖晃強烈程度的量度，若再透過逐級控制階層的肇因震源控制 (causal source control) 階層關係則可將工址地表搖晃強烈程度的量度 ($IM = S_a(T_{eff}) = A$) 進一步關聯至相對應之造成該工址危害之肇因地震發生率。結合震度控制與肇因震源控制的階層關係就可將各類損傷狀態關聯至相對應之造成工址危害的肇因地震發生率，建立如圖 3 所示考慮材料不確定性以及輸入地震紀錄間之隨機性的肇因震源控制結構各類損傷風險。其為結構發生各類損傷狀態之年發生率：

$$\lambda(DS \geq ds_i) = \int_0^{\infty} P(DS \geq ds_i | IM = A) \left| \frac{d\lambda(IM = A)}{dA} \right| dA \quad (4)$$

若工址地震危害度曲線 $\lambda(IM = A)$ 可用下列一階或二階冪次函數近似，則上述之積分可進一步顯式積出。

$$\lambda(IM = S_a(T_{eff}) \equiv A) \cong k_0 \times e^{-k_1 \cdot (\ln A)} \quad (5a)$$

$$\lambda(IM = S_a(T_{eff}) \equiv A) \cong k_0 \times e^{-k_2 \cdot (\ln A)^2 - k_1 \cdot (\ln A)} \quad (5b)$$

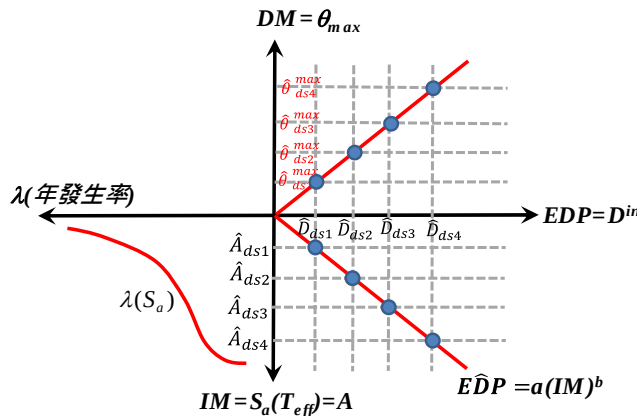


圖 3 考慮材料不確定性以及輸入地震紀錄間隨機性的肇因震源控制結構各類損傷風險

四、參考文獻

1. ATC, (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA-440), 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, ATC-55, Applied Technology Council, Washington, D.C.
3. Ruiz-Garcia, J., Miranda, E., 2007. Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36 :1235-1254.

耐震設計規範之檢討與改進對策

邱世彬³ 郭俊翔² 鄧崇任¹ 柴駿甫¹ 簡文郁¹ 林克強¹ 林瑞良¹
邱俊翔¹ 洪曉慧¹ 汪向榮¹ 翁元滔² 劉光晏² 許尚逸² 張毓文³ 林凡茹³

摘要

本計畫持續針對國內之耐震設計規範進行檢討及提出改進對策，成立「規範研究發展委員會」及幕僚小組，對於規範相關議題進行研究及討論，提出具體之修正建議，並規劃新一代耐震設計規範之理念架構及發展方向。

關鍵詞：耐震設計規範、規範修正建議、規範研究發展委員會

一、前言

台灣自 921 大地震後，學界及業界投入大量資源從事耐震科技研究，同時引進許多國外之抗震技術，相關之規定與規範也日新月異，本計畫之目的即為針對國內耐震設計規範進行相關研究，適度新增或修訂相關條文及解說內容，以因應國際科技發展與國內工程界之實際需要，強化新建建築之耐震能力。

對於現行之耐震設計規範，持續進行檢討與改進，彙整工程界及學界對於耐震設計規範之疑義，進行研究提出相關修訂建議草案，並召集產、官、學、研各界代表組成「規範研究發展委員會」，定期討論議案，達成修訂共識後送交主管機關審議，進而修訂規範內容，使國內之耐震設計規範更趨完備及合理。

本計畫擬召開「規範研究發展委員會」，討論規範相關議題，代表的組成除了國內研究耐震設計規範方面之專家學者、政府研究部門如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所外，依據不同之議題內容，亦邀集有結構工程、橋梁工程、建築工程、鋼結構、鋼筋混凝土結構、大地及基礎工程、隔震及制震等先進技術、地

震危害度分析等等之研究人員、各技師工會代表以及工程顧問公司之執業人員等共同參與討論，以提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容。

目前建築物耐震設計規範之主管機關為內政部營建署，橋梁部分則為交通部，本計畫研擬之規範修訂建議案或是性能設計法草案，經由規範研究發展委員會研議通過後，送交主管機關審議，本中心亦配合審議之意見進行修改，使規範修訂案能順利通過並公告實行。

二、103 年度研議討論之議題

103 年度所討論之議題，共有 2 項，分述如下：

1. 土壤剪力波速經驗式修訂：

依據近年來國內外之大地工程以及地表震動特性研究發現，地層的剪力波速與某些土壤參數有關，例如標準貫入係數 N 值、地層土壤深度、地質年代、土壤種類及特性等，而且土壤之工程參數如 N 值與土層深度等均為地質鑽探中相對容易獲得之參數。此外，在經濟部中央地質調查所

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

之 Geo2005 資料庫亦收集了台灣境內相當豐富之 N 值資料，對於工址 N 值之取得有相當大的背景依據。

民國 100 年 7 月 1 日生效之「建築物耐震設計規範及解說部份規定修正規定」，2.4 節建議使用日本道路橋樑示方書之經驗公式（道路橋示方書・V 耐震設計篇，1990、1996），然而，國震中心和氣象局自 2000 年起陸續於全台各地之強震測站進行地質調查，收集之資料中亦包括 N 值和剪力波速，若能善用這些資料，則可提供台灣本土之剪力波速經驗式供規範參考，工程師也可利用地調所的工程地質資料庫計算剪力波速值。

本次修訂之建議值採用國震中心和中央氣象局自 2000～2012 年間陸續於全台各地區之自由場強震站以地質鑽探和波速井測等方法所收集的資料（郭俊翔等人，2011 年），使用 2000～2010 年間所調查共 439 個自由場強震測站之地質和波速資料，地質鑽探之深度以 35 米為標準，以確保波速量測時能獲得完整的 Vs30 資料。標準灌入測試使用自動落錘系統以減少人為誤差，在一般土層為 1.5 米施測一次，若在軟礫石層則每 3～5 米施測一次，本作業規範中 N 值以 50 為上限。鑽探時採用劈管取樣，各深度的土壤樣本送回 TAF 認證之實驗室，分析後可得各種土壤參數，其中土壤分類乃根據標準土壤分類系統（USCS）進行。地層波速則使用日本 OYO 公司所生產之懸盪式井測系統（suspension PS-logging system）進行測量，每 0.5 米量測一筆 P 波和 S 波之資料，並進行分析，必要時另外輔以上孔法井測以增加波速剖面之準確性。

對於全台灣 7 個分區（CHY、HWA、ILA、KAU、TAP、TCU、TTN）以及台灣全區所做之 Vs 與 N 值之回歸分析結果可參考圖 1，其迴歸分析之近似公式可參考表 1 所列。

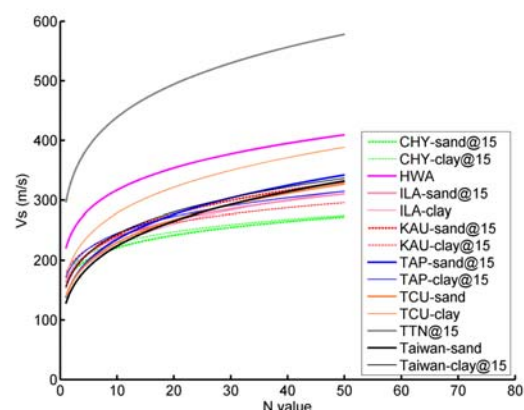


圖 1 對全台與七個分區的資料進行 Vs 與 N 值之回歸分析結果

表 1 全台與七個分區之 Vs 與 N 值回歸分析公式

Region	Empirical Vs equation	σ_{Err}	Soil type	Samples
CHY	$V_s = 114.29N^{0.130}D^{0.133}$	0.1786	sand	723
	$V_s = 114.02N^{0.115}D^{0.159}$	0.1968	clay	686
HWA	$V_s = 219.79N^{0.159}$	0.2535	all	166
ILA	$V_s = 142.23N^{0.165}D^{0.05}$	0.1806	sand	327
	$V_s = 139.64N^{0.208}$	0.2166	clay	267
KAU	$V_s = 112.46N^{0.194}D^{0.118}$	0.2438	sand	380
	$V_s = 131.52N^{0.129}D^{0.113}$	0.2018	clay	330
TAP	$V_s = 99.08N^{0.233}D^{0.121}$	0.2570	sand	219
	$V_s = 118.03N^{0.156}D^{0.137}$	0.2289	clay	479
TCU	$V_s = 138.36N^{0.220}$	0.2762	sand	250
	$V_s = 172.98N^{0.207}$	0.2874	clay	202
TTN	$V_s = 233.35N^{0.171}D^{0.088}$	0.2059	all	48
Taiwan	$V_s = 127.35N^{0.245}$	0.2554	sand	1645
	$V_s = 129.12N^{0.200}D^{0.065}$	0.2534	clay	1728

因此，建議修正之條文為：

2.4 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

（前略）

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除臺北盆地區域外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 決定之。其中， $V_{S30} \geq 300$ m/s 者為第一類地盤（堅實地盤）； $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 300$ m/s 者，為第二類地盤（普通地盤）； $V_{S30} < 180$ m/s 者，為第三類地盤（軟弱地盤）。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \quad (2-5a)$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$ 。 V_{si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/sec)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

粘性土層：

$$V_{si} = 125 N_i^{0.25} ; 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-5b)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 120 N_i^{0.25} ; 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-5c)$$

其中， N_i 為由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值。

本案目前已提送規範研究發展委員會審議，經委員會討論決議目前仍持續進行研究及檢討中。

2. 容許層間側向位移角檢討：

建築物耐震設計規範及解說第 2.16 節容許層間相對側向位移角規定中，僅檢核在 30 年回歸期(中小度)之地震作用下，建築物之層間相對側向位移角不得超過 0.005 之規定，主要考量為在地震不大時，層間相對側向位移角亦應有所限制，以避免非結構構材在地震不大時即產生破壞而影響使用性及生命安全。

參考 SEAOC-99 規範，在全運轉（彈性）性能水準之檢核：在 EQ-I 地震力作用下，相當於是在回歸期為 25 年之常遇（Frequent）地震作用下，基本目標之結構（相當於是 $I=1.0$ ）要達 SP1-NP1 之 Level-1 全運轉性能水準。在 EQ-II 地震力作用下，相當於是在回歸期為 72 年之偶遇（Occasional）地震作用時，加強目標之結構（相當於是 $I=1.5$ ）要達 SP1-NP1 之 Level-1 全運轉性能水準。在運轉或生命安全性能水準之檢核：在 EQ-III 地震力作用下，相當於是在回歸期為 475 年之罕遇（Rare）

地震作用時，基本目標之結構（相當於是 $I=1.0$ ）要達 SP3-NP3 之 Level-3 生命安全性能水準。在 EQ-III 地震力作用下，相當於是在回歸期為 475 年之罕遇（Rare）地震作用時，加強目標之結構（相當於是 $I=1.5$ ）要達 SP2-NP2 之 Level-2 運轉性能水準。（可參考圖 2 所示）

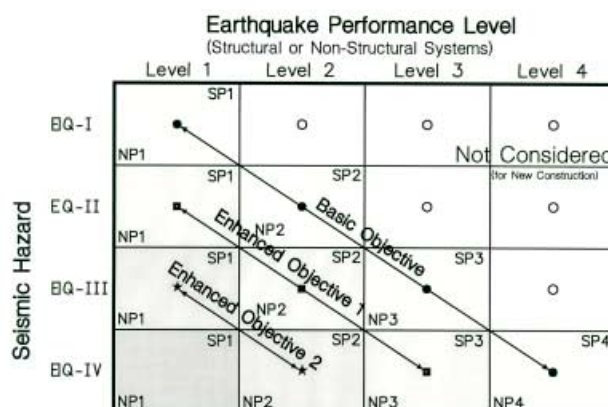


圖 2 SEAOC-99 所規定不同地震力作用下建築所要達到之性能水準

參考 SEAOC-99 Blue Book Table AppIA-5 之建議，可得出不同之結構系統其在不同性能水準下之容許層間側向位移角之大小，並據以計算出台灣地區相對應之地震大小，即 EQ-I：常遇地震，回歸期為 25 年，EQ-II：偶遇地震，回歸期為 72 年，以及介於 EQ-I 及 EQ-II 之間之地震（即 $I=1.25$ 之結構物）：回歸期為 43 年。因此即可求得在全運轉下之性能檢核方案。

規範幕僚小組在此提出兩方案，即：

2.16 層間相對側向位移與建築物之間隔

2.16.1 容許層間相對側向位移角

在地震力 $V = \frac{IF_u}{5.25} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$ (方案一) 或在

$$V = \left(\frac{F_u}{5.96}, \frac{F_u}{4.29}, \frac{F_u}{3.14} \right) \cdot \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W \quad (方案二)$$

作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向

位移角應有所限制，其值不得超過 0.004(方案一)或其值不可超過依表 2-x 所查得之容許值(方案二)。計算位移時應計及平移與扭轉位移。

若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬。

表 2 規範表 2-x 容許層間相對側向位移角

基本結構系統	抵抗地震力結構系統的敘述	用途係數與所對應之層間相對側向位移角		
		I=1.5	I=1.25	I=1.0
一、承重牆系統	1. 具剪力嵌版之輕構架牆	0.012	0.016	0.020
	(1) 三樓以下之三夾板嵌版牆			
	(2) 其他輕構架嵌版牆	NR	NR	NR

目前本案業已提送規範研究發展委員會審議，經委員會討論決議目前仍持續進行研究及檢討中。

三、結論與展望

耐震設計規範的訂定為落實結構工程基礎研究，並提供國內工程界耐震設計之依循，攸關經濟及工程之層面甚廣，規範研究發展委員會至 103 年底為止，共召開過 24 次會議，討論之議題共有 27 項，研議後皆已送請內政部營建署審議通過。

耐震設計規範規定之嚴謹與否，反映社會對地震安全的重視程度，也反映國家經濟的發展程度。藉由制定耐震設計規範，使國內建物皆達一定的耐震標準，創造安全的環境，使大眾免於遭受地震危害的恐懼，是社會安定發展的因素之一。藉由修訂耐震設計規範條文，確實反映建物耐震需求，在安全要求前提下達到節省建造成本並且避免浪費，提高耐震設計水準以增加建築物之耐震安全。

本計畫透過召開「規範研究發展委員會」討論規範相關議題，規範委員會之成員除了邀請國內研究耐震設計規範之專家學者、政府研究部門（如內政部建築研究所以及交通部運輸研究所）外，依據不同議題內容，亦邀請包括結構、橋梁、建築、鋼結構、鋼筋混凝土、大地、隔制震、地震危害度分析等不同專業領域之研究人員、技師公會代表與工程顧問公司之執業人員共同參與討論，以求提出符合學理以及工程實務之規範修訂內容，對於國內之耐震設計規範之修訂提出具體貢獻，期望藉由本計畫之繼續執行，能逐步推動我國之耐震設計相關法規以臻完備。

參考文獻

1. 「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」，2002，內政部建築技術審議委員會。
2. 「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，民國 100 年 7 月。
3. 日本道路橋示方書（2002）
4. FEMA-273,(1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
5. FEMA-274, (1997) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
6. FEMA-356, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
7. FEMA-357, (2000) “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures“, BSSC, Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
8. ASCE Standard, ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 2010.

淺基礎模型振動台試驗

邱俊翔¹ 陳家漢² 黃郁惟³

摘要

淺基礎之旋轉特性係影響淺基礎結構物整體受震反應的重要因素之一。近年來，一些研究提出於耐震設計中考慮基礎之搖擺機制，藉其隔震效果以降低地震需求。為了更加瞭解基礎搖擺對結構物受震反應之影響，本研究設計一受基礎搖擺反應主控之單柱-基腳結構模型，予以進行振動台試驗探討其行為。所設計之結構模型為柱高 80cm，基礎尺寸為 40cmx40cm 之單柱-基腳模型，以模擬柱高 8m，基礎尺寸為 4m x 4m 之原型結構（原型/模型尺度比例為 10）。以越南砂準備模型之基礎土壤試體。輸入運動採白噪訊號及不同頻率之簡谐波。振動台試驗初步結果顯示基腳之搖擺反應有助於降低結構之加速度反應。在小輸入運動作用下，模型會有明顯之加速度放大反應，而在較大之輸入運動時，模型之加速度放大反應會受到基腳之彎矩容量所限制。不過，過大之輸入運動可能引致基礎扭轉破壞。

關鍵詞：基腳、淺基礎、振動台試驗

一、前言

獨立基腳是個簡單的結構基礎型式，一般以承受垂直載重為主，但當上部結構同時承受有水平力作用時，基腳將承受彎矩作用而產生旋轉變位，致使上部結構傾斜，甚至發生穩定問題，係設計時所要檢核的主要項目之一。在強震作用下，基腳可能會產生大幅上揚行為，使得基腳-地盤間之接觸面積變小，造成基腳之彎矩-轉角關係呈現高度非線性，基礎上揚所引致之搖擺反應具有隔震之效果，使上部結構所受之慣性力降低，近年來有許多研究者開始嘗試利用此基礎搖擺機制進行耐震設計，以降低結構物之地震需求，使基礎設計更為經濟(Gajan et al., 2005; Megro and Kawashima, 2005)。不過，基礎搖擺將伴隨基礎版兩端下方土壤之降伏而造成沈陷，可能會對結構之穩定性造成不利之影響。為了更深入基腳搖擺機制對結構物受震性能之影響，本研究設計一受基礎搖擺反應

主控之單柱-基腳結構模型，進行振動台試驗，以瞭解該類型結構物在地震作用下之動態反應。

二、試驗設計

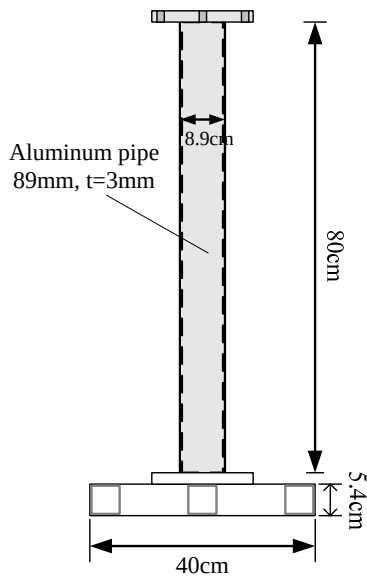
本研究設計一結構模型進行試驗，置於厚度 1.2m 之乾砂上，結構模型如圖一所示，模型重 0.165kN，柱高 80cm，基礎尺寸為 40cmx40cm，以模擬柱高 8m，基礎尺寸為 4m x 4m 之原型結構，於 12m 厚之土層上（原型/模型尺度比例為 10）。試驗砂為越南砂，利用國震中心所發展之大型雙軸向多層剪力試驗盒（Ueng et al., 2006）準備土壤試體，砂土試體之相對密度約為 75%，屬於緊砂，此剪力盒可模擬土壤試體各深度在水平方向受波傳之運動行為。試驗配置如圖二所示，將模型置於準備完成之砂土層上。於砂箱底部輸入設定之加速度歷時，以模擬地震動，試驗輸入運動包含白噪訊號及簡谐波。白噪訊號目的在於識別系統之顯著頻率。簡谐波運動為正

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立台灣大學土木所碩士生

弦波，輸入頻率包含 1, 2, 4, 6 Hz。

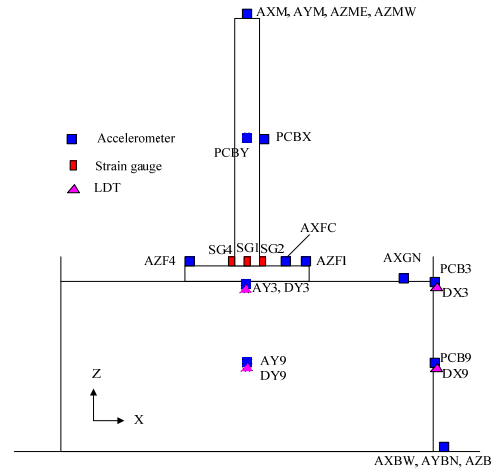


圖一 試驗模型

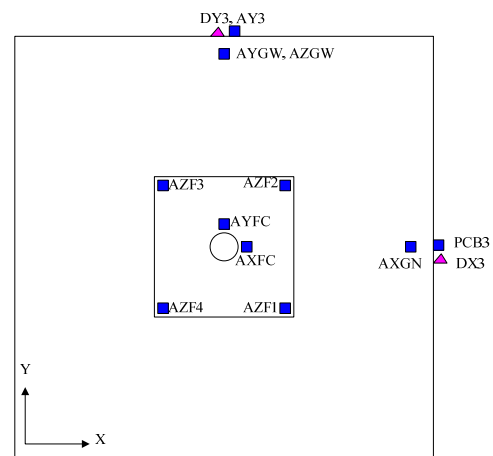


圖二 振動台動態試驗

試驗量測配置如圖三所示，為量測模型、土體受振過程中之運動情形，於柱頂、柱身、基礎版及土面上設置加速度計，由於剪力外框架之運動行為可代表土體受振之運動行為，亦於剪力盒外框架設置位移計及加速度計，以量測框架之運動情形。另一方面，為量測模型在受振過程中之位移，利用影像量測技術，在模型上特定位置設置影像測點，以影像量測系統紀錄試驗過程中模型之變位情況。並且在柱底黏貼應變計以量測柱底處所承受之彎矩。



(a) 側視圖



(b) 上視圖

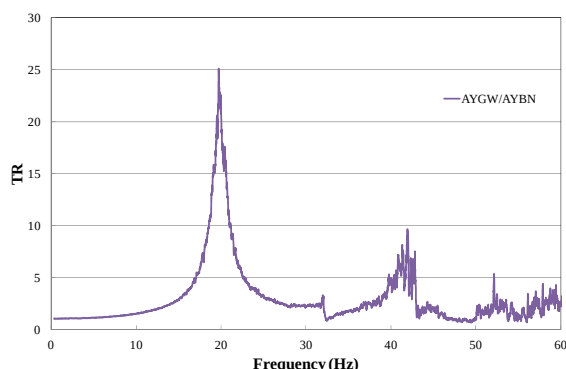
圖三 量測儀器配置

三、試驗結果

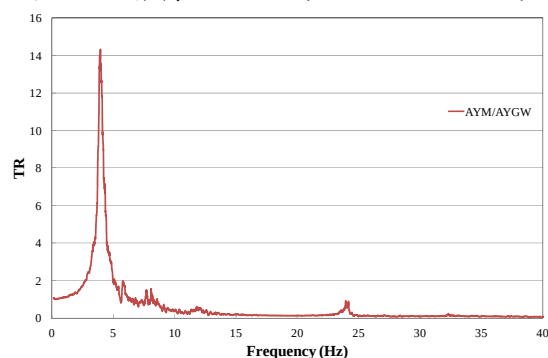
1. 白噪訊號

在箱底以振動台輸入動態載重，輸入運動方向為 Y 向。首先觀察土層之動態特性，利用白噪訊號作為振動台之輸入運動，頻率範圍 0-60Hz，加速度振幅取 0.03g，以轉換函數方式識別系統之動態特性。由土面 Y 向水平加速度歷時 (AYGW) 及箱底 Y 向加速度歷時 (AYBN) 建立兩者間之轉換函數，如圖四所示，可識別出模型土層之主要頻率接近 20Hz。另利用柱頂之 Y 向水平加速度歷時 (AYM) 及土面之 Y 向水平加速度歷時 (AYGW) 兩者間之轉換函數，如圖五所示，可識別出模型基礎系統之主要頻率位置，約 3.9Hz，與前

述由側推試驗系統側向勁度所估得之主要頻率相當接近。



圖四 土層轉換函數 (AYGW/AYBN)

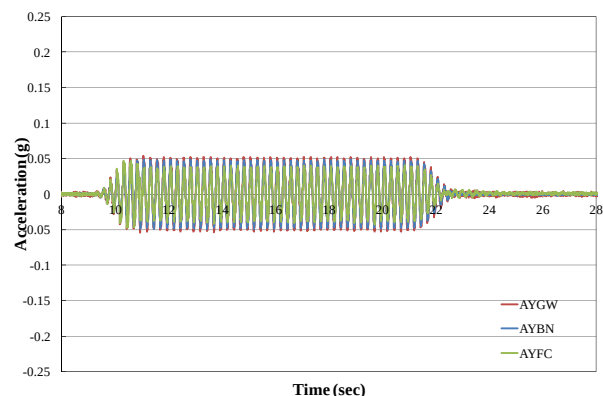


圖五 結構模型轉換函數 (AYM/AYGW)

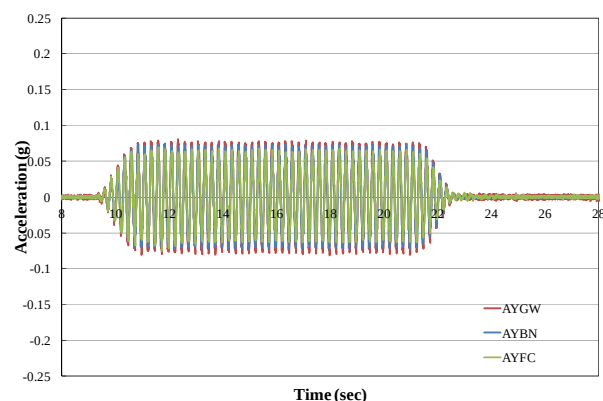
2. 簡谐波輸入運動

以頻率 4Hz 正弦波輸入運動之案例為例介紹試驗結果。圖六及七分別為在最大加速度 0.05g 及 0.075g 情況下在試驗箱底 (AYBN)、土體表面 (AYFC) 及基腳面所量得之 Y 向水平加速度歷時，圖中顯示 4Hz 正弦波之輸入運動在土壤表面及基礎表面之加速度歷時變化不大，加速度放大效應很小，此係因土層主要頻率為 19Hz，與輸入運動頻率 4Hz 相差甚遠所致。不過，兩不同最大加速度歷時在模型頂端之加速度反應有顯著差異，如圖八及九所示分別為在最大加速度 0.05g 及 0.075g 情況下模型頂端之加速度反應，可觀察到在最大加速度 0.05g 之輸入運動下，模型頂部加速度反應會被放大，最大加速度接近 0.2g，放大倍率約為 4，但在最大加速度 0.075g 輸入運動下，模型頂部加速度反應雖被放大，最大加速度值最大也僅約 0.21g，顯示模型加速度反應明顯受到抑

制。進一步觀察更大輸入振幅之情況，如圖十示為在最大加速度 0.13g 情況下在試驗箱底、土體表面及基腳面所量得之加速度反應，其放大效應不明顯，而圖十一所示為模型頂端之加速度反應，加速度反應亦受到限制，最大加速度值略大於輸入振幅 0.075g 的情況下，僅約達 0.22g。不過，模型加速度反應不但受到抑制，模型基腳在搖擺過程中更發生扭轉之破壞現象，如圖十二所示為振後模型變位照，可觀察到基腳有明顯之扭轉變位。此試驗中，模型受到結構模型側力容量抑制，使得頂部之加速度放大反應會受到限制，最大加速度值介於 0.2-0.22g。



圖六 土面及基腳面加速度歷時 (輸入最大加速度為 0.05g)



圖七 土面及基腳面加速度歷時 (輸入最大加速度為 0.075g)

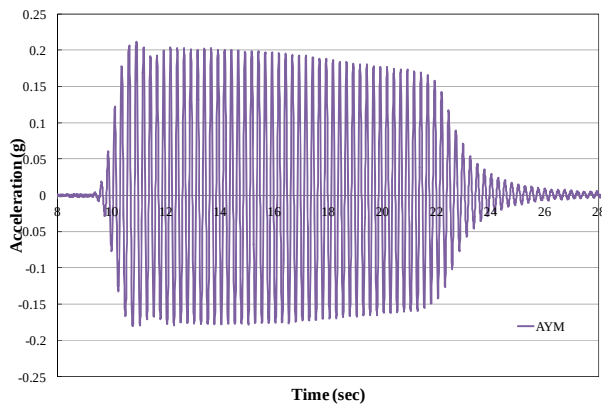
四、結論

根據本試驗結果，有以下幾點結論：

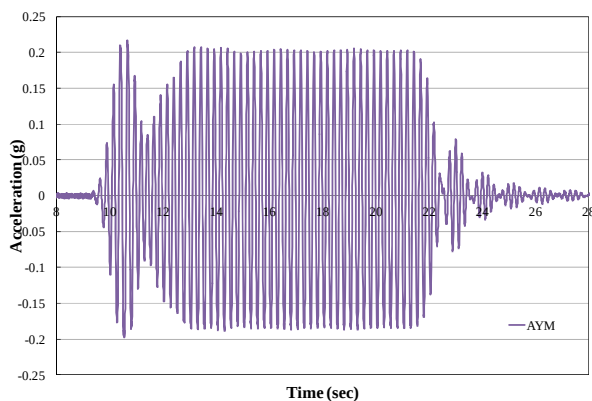
(1) 利用白噪訊號輸入運動可以識別出土層及結構模型之主要頻率，本試驗土

層之主要頻率約為 19Hz，結構模型主要頻率為 3.9Hz。

(2) 基礎搖擺機制主要包含二部分，第一部分為基礎旋轉變位之影響，此會影響結構物之側向勁度，進而影響結構物之主要頻率，第二部分為基礎之彎矩容量，此會影響結構之側力容量，進而影響結構物之加速度反應。雖然結構之側力容量有抑制加速度反應的功效，但過大之輸大運動所產生之搖擺運動可能會如基礎版扭轉型態之破壞。



圖八 模型頂部加速度歷時（輸入最大加速度為 0.05g）

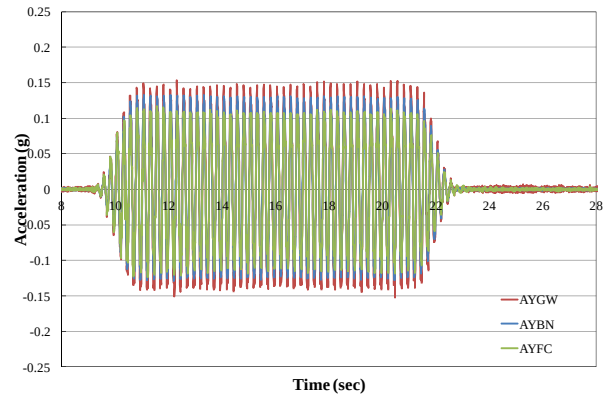


圖九 模型頂部加速度歷時（輸入最大加速度為 0.075g）

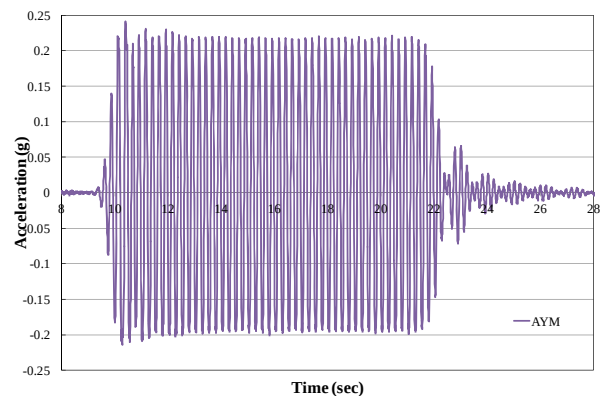
參考文獻

1. Gajan, S., Kutter, B.L., Phalen, J.D., Hutchinson, T.C., and Martin, G.R. (2005). "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, pp. 773-783.

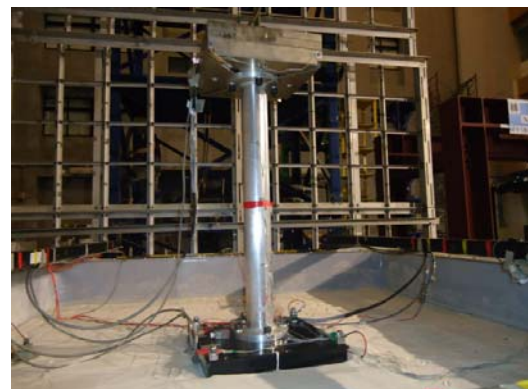
2. Megro, P.E., and Kawashima, K. (2005). "Rocking isolation of a typical bridge pier on spread foundation," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 395-414.
3. Ueng, T. S., Wang, M. H., Chen, M. H., Chen, C. H., and Peng, L. H. (2006). "A large biaxial shear box for shaking table test on saturated sand," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No. 1, pp. 1-8.



圖十 土面及基腳面加速度歷時（輸入最大加速度為 0.13g）



圖十一 模型頂部加速度歷時（輸入最大加速度為 0.13g）



圖十二 基礎扭轉（朝 X 向側視）

液化過程中模型樁動態特性依時變化反應

陳家漢¹ 柯永彥² 陳正興³ 翁作新⁴

摘要

為了量化液化過程中土壤勁度折減與超額孔隙水壓之關係，本研究使用大型雙軸向剪力試驗盒，並配合國家地震工程研究中心之三軸向地震模擬振動台進行之飽和砂土中模型樁之受振試驗。試驗設計將模型樁鎖固定於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤或是埋置於堅實地層之受振行為，並在樁頂裝設質量塊模擬上部結構荷載之反應。另外也在樁身不同深度黏貼防水型應變計以及微型加速度計分別量測基樁受振之反應，因此可將基樁視為感測子，並利用時頻分析與系統識別方法評估在液化過程中樁土系統動態特性變化情形。根據分析結果發現：(1)時頻分析與系統識別方法能合理確認模型系統依時變化之動態特性；(2)在液化期間，土壤勁度幾乎消失，但隨著超額孔隙水壓消散，土壤勁度會漸次回復，且其回復比例與有效應力比有關；(3)利用平均有效應力比能約略代表實驗試體之整體反應。

關鍵詞：液化、系統識別、超額孔隙水壓、模型樁、飽和砂土

一、前言

為了探討飽和砂土受震後孔隙水壓引致土體勁度折減之力學特性，許多學者曾進行室內元素試體試驗(如岩崎敏男等人, 1981; 江國良, 1990; Pradhan et al., 1995)、1G或離心機振動台試驗(如Tokimatsu et al., 2005; Ueng et al, 2006; Lee et al., 2012)、現地實驗或設置現地監測系統量測地震時地盤受震反應與孔隙水壓變化(如Kostadinov and Towhata, 2002; Kramer et al., 2011)。根據相關研究皆指出，因超額孔隙水壓激發造成土壤有效應力降低進而引致土壤模數折減。而國內現行建築物基礎構造設計規範(2001)對於液化地層土質參數折減規定，僅建議採用日本道路協會(1996)及日本建築學會(1988)所提出方法，尚無合理之評估方法。因此，有必要針對此問題做進一步研究，量化孔隙水壓影響地盤勁度折減之效應，進而提出合理有效之評估方法回饋工程耐震設計之用。

Ueng et al.(2009)和 Chen et al.(2012)使用大型雙軸向剪力試驗盒，並利用國家地震工程研究中心之三軸向地震模擬振動台進行一系列飽和砂土中模型樁振動台試驗以探討基樁承受地震作用時樁土互制行為及土壤液化(側潰)對其之效應。由於試驗過程中對於物理模型試驗部設許多監測系統並進行連續監測，故地盤液化過程之動態反應皆有完整詳實之紀錄。因此，本研究選取發生液化事件之試驗結果進行模型樁液化過程中受震反應之時頻分析與顯著頻率識別。以下簡述振動台試驗規劃與初步之分析結果。

二、振動台試驗

試驗規劃

Chen et al.(2012)之試驗規劃是將剪力盒固定於角度為 2° 之傾斜楔塊上以模擬輕微傾斜之無限邊坡。模型樁則是垂直固鎖固於剪力盒底部以模擬基樁貫入岩盤之狀

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

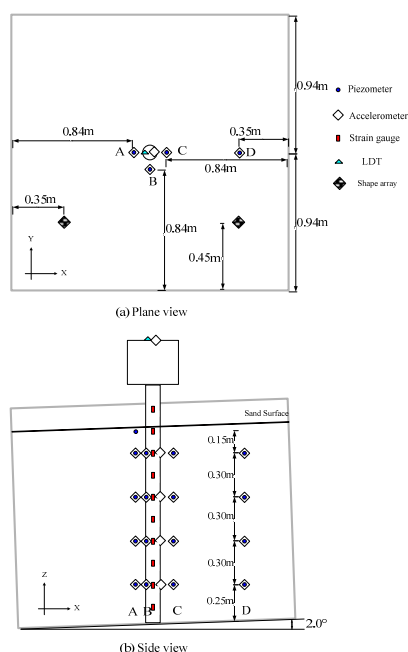
³ 國立台灣大學土木工程系教授

⁴ 國立台灣大學土木工程系名譽教授

況，同時也在樁頂處裝設質量塊以模擬上部結構載重對基樁受震反應之影響。

試驗選用容易大量取得而且均勻之進口純淨越南石英砂作為試驗用砂 ($e_{\max} = 0.918$, $e_{\min} = 0.631$, $D_{50} = 0.31$)，顆粒形狀為次角狀。而大型飽和砂試體則採用濕沉降法(wet sedimentation)進行準備，有關試體準備以及飽合度之檢測可參考翁作新等人(2006)的研究報告。

剪力盒內試驗儀器配置如圖一所示。試驗中不僅於土壤試體內部不同深度與位置埋設水壓計與加速度規，在剪力盒的內、外框架上亦裝設有 X, Y 兩方向的位移計與加速度規以觀測土體受震、孔隙水壓激發與運動反應。在模型樁量測儀器規劃上，除了模型樁身黏貼應變計以量測其彎曲應變以計算所受之彎矩外，為了解樁身及周邊土壤互制之反應與孔隙水壓激發的情形，也在樁身上設置加速度陣列並在樁身近、遠域土壤中皆埋設水壓計陣列及加速度陣列。



圖一 剪力盒內部及模型樁上之儀器配置

振動台試驗主要分為兩部分，首先進行傾斜地盤空箱模型樁振動試驗，再是飽和砂土中模型樁試驗。前者主要是透過強迫振動(forced vibration)與自由振動(free vibration)了解模型樁動態特性並進行量測

系統之測試後，再進行飽和試體之樁土互制試驗。試驗之輸入振動模式包含白噪振動(white noise vibration)、單頻簡諧振動(sinusoidal vibration)、以及真實地震記錄(earthquake record)三種，首先施以垂直地盤傾斜方向之單軸向振動，視試體狀況再進行平行地盤傾斜方向之單軸向振動；先以小振幅振動，再加大振幅振動。

試驗基本動態特性

假設模型樁為單自由度黏滯阻尼系統，根據空箱模型單樁振動台試驗，藉由樁頂與輸入振動加速度可求得轉換函數，進而識別出不同條件下模型樁之動態特性，如表一所示。此外，飽和砂土中樁基礎和自由場地盤之動態特性可透過試驗前，輸入小振幅之白噪訊號輸入運動求得。表二為不同相對密度下飽和砂土自由場及樁土系統之顯著頻率。

表一 模型樁之顯著頻率	
樁頂質量	模型樁顯著頻率(Hz)
無	22.9
6塊質量塊	2.1

表二 不同相對密度的飽和砂土試體，自由場土層與土層中模型樁之顯著頻率		
砂相對密度, %	樁土顯著頻率, Hz	土層顯著頻率, Hz
11.9	5.0	10.74
26.0	4.76	12.21
42.4	4.40	12.93
70.1	4.40	14.0

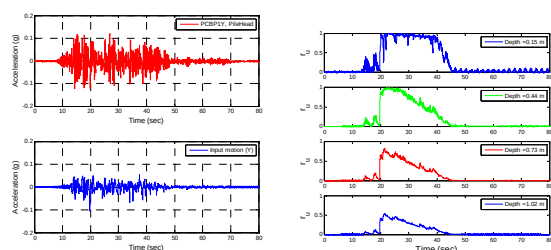
三、時頻分析與系統識別

時頻分析

本研究選定案例為單向度地震歷時試驗(集集地震霧峰測站)進行時頻分析，砂土相對密度約為 27%，其中輸入振動最大振幅為 0.1 g，其輸入震動與樁頂加速度歷時如圖二(a)所示。而自由場孔隙水壓陣列之超額孔係水壓比歷時則如圖(b)所示。

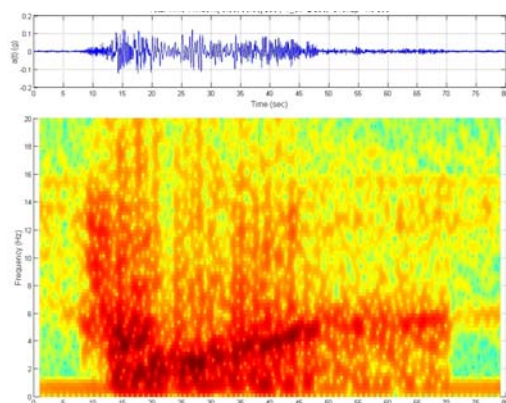
圖三為樁頂質量塊之加速度訊號進行短時富利葉轉換(short-time Fourier transform, STFT)之結果。配合水壓計陣列

量測結果(圖三)，此次試驗砂土層僅於淺層土壤發生液化，液化深度為砂面下約 44 公分，液化土層約在 20 秒左右達到初始液化，並在約 45 秒左右完成超額孔隙水壓消散。而在部分砂土層液化後，約在 20~30 秒期間，系統主要反應分布在 2~3 Hz，而 30~50 秒期間，系統主要反應則由 3 Hz 漸次提升至 5 Hz，而在 50 秒後系統主要反應則約略維持在 5 Hz 左右。綜合分析結果顯示，液化前系統主要反應受孔隙水壓力激發略為降低；而在部分土層達初始液化時，系統主要反應頻率降至最低；而隨著孔隙水壓消散，系統反應頻率則呈現逐漸上升之現象



(a) 加速度歷時 (b) 孔隙水壓比歷時

圖二 試驗基本資料

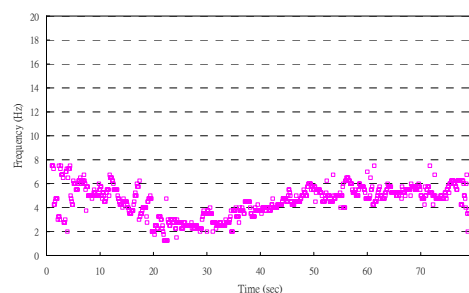


圖三 樁頂加速度歷時之 STFT 時頻圖

系統識別

為了進一步量化探討系統主要頻率依時變化之情形。本研究結合短時富利葉轉換以及轉換函數之概念，提出短時轉換函數(short-time transfer function, STTF)的方法進行時變性系統顯著頻率之識別。圖四為利用短時轉換函數法(STTF)識別本次試驗飽和砂土中模型樁顯著頻率依時變化結

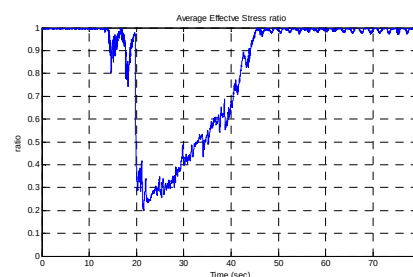
果。根據結果顯示在液化前樁土系統頻率已逐步降低，在部分土層液化後系統主頻降至最低。在 30~50 秒期間系統主頻則開始漸次提升；而在 50 秒左右達到穩定情形。此分析結果與前述樁頂加速度之 STFT 時頻分析結果相符。



圖四 飽和砂土模型樁顯著頻率隨時間變化圖

四、系統頻率與超額孔隙水壓關係

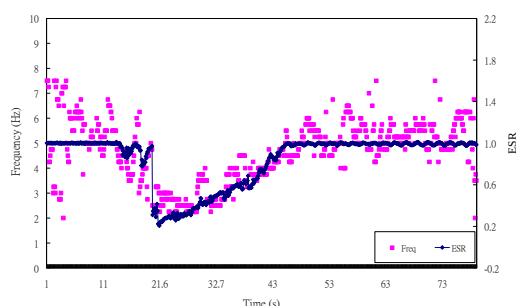
為了探討孔隙水壓變化對系統頻率之影響，考慮將各孔隙水壓反應整合成具代表性之參數進行後續研究。故選取本次試驗中自由場之孔隙水壓計垂直陣列試驗結果進行加權平均，得到土層整體之平均孔隙水壓力比，再根據有效應力之觀念，則可將前述成果轉為試體平均有效應力比(average effective stress ratio, ESR_{ave})歷時變化，如圖五所示。



圖五 飽和砂土試體之平均有效應力比歷時圖

將系統顯著頻率依時變化關係與試體平均有效應力歷時圖比對(如圖六)，則可發現系統顯著頻率與有效應力比變化趨勢相當一致。另外，比對試驗資料(表一與表二)可知，模型單樁顯著頻率為 2.1 Hz，且在微振動下樁土系統頻率約為 4.76 Hz(表二)，可發現地盤中之土壤在液化期間(σ'

= 0)，其勁度幾乎消失，但隨著超額孔隙水壓消散，土壤勁度則漸次回復，且其回復比例與消散孔隙水壓有關。



圖六 系統顯著頻率與平均有效應力比歷時圖

五、結 論

根據分析結果歸納以下結論：

1. 利用時頻分析與系統識別方法能有效確認模型系統依時變化之動態特性。
2. 地盤中之土壤在液化期間，其勁度幾乎消失，但隨著超額孔隙水壓消散，土壤勁度會漸次回復，且其回復比例與有效應力比有關。
3. 利用平均有效應力比能約略代表實驗試體之整體反應。

參考文獻

1. 日本道路協會（主編）（1996），「道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編」，日本道路協會，日本東京。
2. 日本建築學會（主編）（1988），「建築基礎構造設計指針」，日本建築學會，日本東京。
3. 岩崎敏男、常田賢一、木全俊雄（1981），「地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究」，土研資料第 1729 號，日本建設省土木研究所，日本筑波。
4. 內政部（2001），「建築物基礎構造設計規範」。
5. 江國良（1990），「飽和砂土受反覆荷重作用後之不排水受剪行為」，台灣大學土木工程研究所碩士論文。
6. Chen, C.H., Ueng, T. S. and Chen, C. H. (2012). "Shaking table tests on model pile in saturated sloping ground," The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1250, Lisbon, Portugal, September 24-28.
7. Lee, C.J., Wang, C.R., Wei, Y.C. and Hung, W.Y. (2012). "Evolution of the shear wave velocity during shaking modeled in centrifuge shaking table tests," Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 2, pp. 401-420.
8. Kostadinova, M.V., Towhata, I. (2002). "Assessment of liquefaction-inducing peak ground velocity and frequency of horizontal ground shaking at onset of phenomenon," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 4, Vol. 309-322.
9. Kramer, S.L., Hartvigsen, A.J., Sideras, S.S., Ozener, P.T. (2011). "Site response modeling in liquefiable soil deposits," 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion, Santa Barbara, CA.
10. Pradhan, T., Kiku, H. and Sato, K. (1995). "Effect of fines content on behavior of sand during the process to liquefaction". Earthquake Geotechnical Engineering, Ishihara (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 823-828.
11. Tokimatsu, K., Suzuki, H. and Sato, M. (2005). "Effect of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundations," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.25, No.7-10, pp.753-762.
12. Ueng, T. S., Wang, M. H., Chen, M. H., Chen, C. H., and Peng, L. H. (2006). "A large biaxial shear box for shaking table tests on saturated sand," Geotechnical Testing Journal, Vol.29, No.1, pp.1-8.
13. Ueng, T. S. and Chen, C.H. (2009). "Performance of model piles in liquefiable soil during shaking tests," IS-Tokyo, International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering— from case history to practice —, pp.523-529, Tsukuba, Japan, June 15-18.

板樁式碼頭耐震性能評估方法研究

柯永彥¹ 葛宇甯² 徐雅涵³

摘要

為評估板樁式碼頭受地震作用時之性能表現，包含岸壁位移量及結構元件應力狀態，本研究採用大地工程有限元素分析軟體 PLAXIS，建立板樁式碼頭分析模型，並考慮土壤與結構元件之非線性及層狀地盤之受震特性，藉此進行動力受震分析。首先，對成功大學與港灣技術研究中心曾合作進行之縮尺模型振動台試驗進行模擬，以驗證模式之可行性；接著，選取花蓮港板樁式碼頭，利用代表性真實地震進行案例分析，並將所得性能表現與其設計考慮條件進行比較，以確認其是否符合設計要求。相關成果可應用於板樁式碼頭之耐震能力評估，並可作為性能設計檢核程序建立之參考。

關鍵詞：板樁式碼頭、耐震性能、PLAXIS、非線性動力受震分析

一、前言

台灣位於多地震的西環太平洋地震帶，地震災害無可避免，尤其是 1999 年 9 月 21 日發生之集集地震，帶來嚴重人員傷亡與財產損失，對社會造成極大衝擊。此外，台灣兼具山區、河谷、平原及海岸等各類地形，故地震引致之地工災害不容忽視。

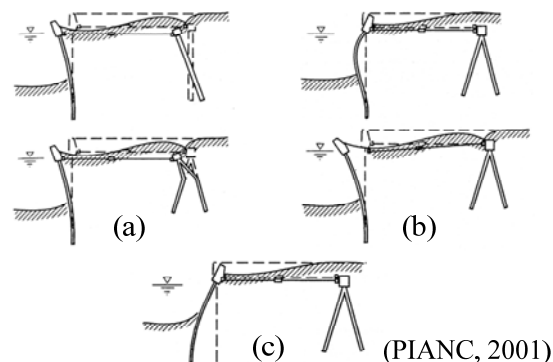
台灣四面環海，海上運輸屬運輸網中相當重要的一環。碼頭擋土設施受震破壞為常見之大地地震災害之一，集集地震中亦曾於台中港發生過碼頭受震破壞案例，且其常沿碼頭全線同時發生，將導致碼頭服務功能受嚴重影響，其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計，將因而造成相當大的經濟損失。

有鑑於此，本研究擬針對板樁式碼頭耐震性能評估方法進行研究，並將聚焦於嚴謹動力分析模式，希能藉此合理求取板樁式碼頭受地震作用之岸壁位移量及結構元件應力狀態等重要性能指標，以供性能等級判定之用。相關成果將可應用於板樁式碼頭之耐震能力評估，並可作為性能設計檢核程序建立之參考。

二、板樁式碼頭之耐震性能評估

1. 板樁式碼頭受震破壞機制與損害等級：

一般而言，板樁式碼頭是由主扳樁、錨碇拉桿及錨碇設施（板樁/樁）等元件所組成，其受震反應將受結構元件與牆前、牆背土壤互制作用之影響。PIANC (2001) 由歷史震害案例歸納其受震破壞機制，如圖一所示，包括地震引致土壓及水壓合力超過板樁結構元件原有設計強度，使岸壁產生過大位移，並使碼頭面沉陷或開裂；此外，牆背填土也可能由於地震動態作用產生塑性破壞或液化，而使碼頭面沉陷。



圖一 板樁式碼頭之破壞機制：(a)錨碇設施破壞；(b)板樁/拉桿破壞；(c)填土破壞

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國立台灣大學土木工程學系副教授

³國立台灣大學土木工程學系碩士班研究生

表 1 為基於結構損壞狀態與碼頭功能之板樁式碼頭損害等級基準，其中，針對壁頂殘餘位移值所定分級為 Uwabe (1983) 所提出，針對各結構元件應力狀態者則為 PIANC (2001) 所提出。各等級定義如下：

- I：結構無或輕微損壞，功能無或些微喪失；
- II：結構損壞屬可控制狀態，功能暫喪失；
- III：結構嚴重損壞，功能長期喪失；
- IV：結構完全破壞，功能完全喪失。

需注意的是，因板樁位於水深以下之部分難以修復，故其容許條件較為嚴格。

表一 板樁式碼頭損害等級基準

損害等級	壁頂殘餘位移 (cm)	板樁		拉桿	錨碇設施
		水深以上	水深以下		
I	<30	彈性	彈性	彈性	彈性
II	30~100	塑性 (保有韌性)	彈性	彈性	彈性
III	100~200	塑性 (保有韌性)	塑性 (保有韌性)	塑性 (保有韌性)	塑性 (保有韌性)
IV	>200	塑性 (韌性用盡)	塑性 (韌性用盡)	塑性 (韌性用盡)	塑性 (韌性用盡)

2. 板樁式碼頭受震分析模式：

於進行板樁式碼頭受震反應分析時，應採用能適切掌握土壤~結構互制行為之分析模式，以合理掌握其受震行為特性。

碼頭結構受震反應分析模式一般包含擬靜力分析、簡便動力分析及採有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)進行之嚴謹動力分析。其中，嚴謹動力分析法能充分展現地震之變異性，並能合理考量材料之非線性及土壤~結構互制作用，且分析結果包含結構元件與土體之位移與應力狀態，可搭配相關準則據以判定其損壞等級，故本研究將採用之。另考量到板樁式碼頭具主板樁、拉桿及錨碇設施等結構元件，故採用對結構行為掌握度較佳之 FEM，並選用針對地工分析所發展之 FEM 分析軟體 PLAXIS，以便於分析模型之建置。

由於碼頭為線型結構，故可採用平面應變分析模式。土壤由 6 節點三角形元素模擬，並採莫耳耳~庫倫(Mohr -Coulomb)模式

考量土體之塑性破壞。另外，本研究採用不排水分析，以模擬因超額孔隙水壓激發造成有效應力降低，而使土體強度下降之現象。需注意的是，PLAXIS 在動態分析中無法模擬水壓消散，因而無法模擬水壓降低後之土壤強度回升。

另外，為了模擬層狀地盤之受震反應特性，可利用剛性拉桿連接同一層面左右兩端點，強制其位移一致，不同層面間則容許相對運動，使地盤模型近似於地盤反應分析常採之一維剪力梁(1D shear beam)模式。此外，由於分析時僅能以有限域之模型模擬半無限域之地盤，故在模型邊界可施加吸收邊界(absorbent boundary)，以減少波傳反射之不利影響。

在結構元件方面，板樁牆與錨碇設施係以版(plate)元素模擬，拉桿則以二力桿件元素(anchor)模擬，並可設定版之降伏彎矩與二力桿件之降伏張力以模擬結構塑性。所建立之板樁式碼頭分析模型請參考後文振動台試驗模擬與花蓮港碼頭案例分析。

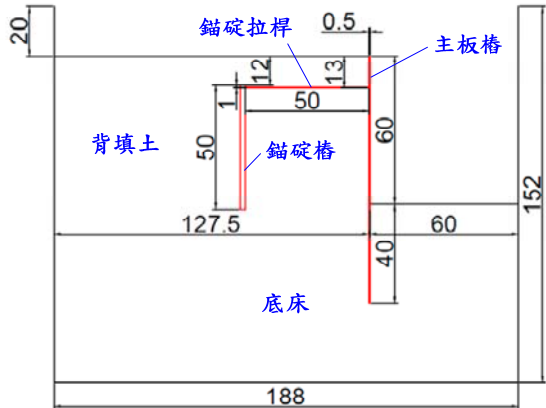
三、縮尺模型振動台試驗之模擬

成功大學曾與交通部運研所港灣技術研究中心合作，於國家地震工程研究中心利用大型雙軸向層狀剪力盒進行錨碇板樁縮尺模型振動台試驗(張文忠等，2012)。為驗證前節所提出分析模式之可行性，本研究對該試驗進行數值模擬，並比較分析結果與試驗結果之異同，茲概述如下。

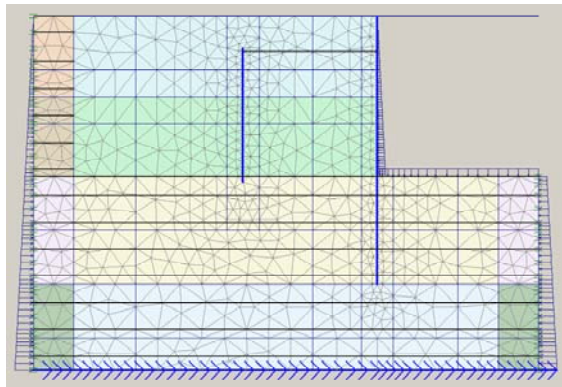
圖二(a)為試驗配置，其中，土體採用越南石英砂，以濕沉降法準備；主板樁與錨碇樁分別係採用鋁材質($E = 71 \text{ GPa}$)平板($t = 5 \text{ mm}$)與圓棒($\phi = 10 \text{ mm}$)；錨碇拉桿則為鐵線($\phi = 1.6 \text{ mm}$)。選用輸入運動案例為最大加速度 0.2 g 、頻率 1 Hz 之 15 秒正弦波形，該案例因背填土超額孔隙水壓顯著上升而達液化，造成錨碇樁完全傾倒，並因此使板樁壁頂位移達 27 cm 。

在此依前節所述之分析模式，建立如圖二(b)之有限元素模型網格。由於此試驗採用之剪力盒係利用可動式框架形成層狀

柔性邊界，藉此模擬現地砂土之受震行為（翁作新等，2003），故此模型同樣利用剛性拉桿連接同一層面左右兩端點來模擬可動框架之效應。土層性質則依試體顯著頻率給定，並考慮土壤勁度隨深度之變化。



(a) Unit: cm 修改自張文忠等(2012)



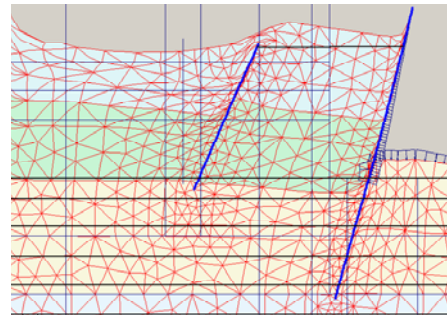
(b)

圖二 錨碇板樁縮尺模型振動台試驗：
(a)試驗配置；(b)模擬用有限元素模型

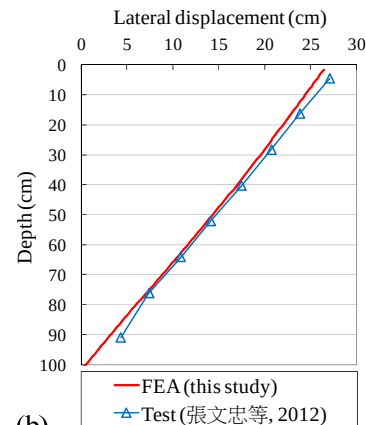
圖三(a)為分析所得之最終變形網格，可看出背填土因孔隙水壓上升而弱化造成顯著沉陷，並導致主樁與錨碇板樁明顯傾斜，與試驗觀察相符。主樁最大側向位移分佈與試驗結果比較如圖三(b)所示，分析所得壁頂最大位移為 26.5 cm，與試驗結果相當接近，以上結果顯示所採分析模式能掌握錨碇板樁之整體破壞行為。

圖三(c)進一步比較主樁出現彎矩最大值時之彎矩分佈。分析所得之最大彎矩達 142.4 N-m，約為試驗所得(69.03 N-m)之兩倍，且發生深度約 40 cm，較試驗所得之 60 cm 為淺。更深入觀察，可知分析所得彎矩分佈在深度 70 cm 附近出現反曲點

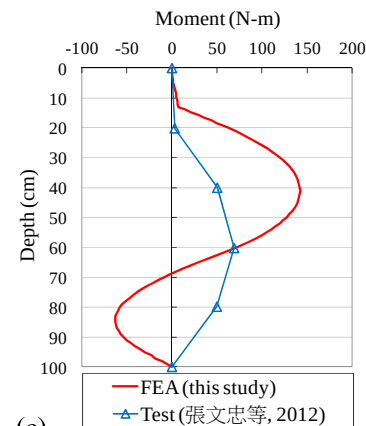
（彎矩為零），並在深度 85 cm 處出現負彎矩峰值，板樁呈現雙曲率行為；試驗所得者則未出現反曲點與負彎矩。其原因可能為板樁底端土體在激振過程受樁端擾動而弱化，無法提供足夠土壤反力使板樁出現雙曲率行為；而分析模式並未模擬此一底端弱化現象。雖然分析模式獲得較保守之彎矩值，但最大彎矩發生位置之差異，可能導致預期破壞位置之誤差，造成破壞等級之誤判。因此，未來仍需進一步改善分析模式，以增進對板樁結構行為之掌握。



(a)



(b)



(c)

圖三 板樁縮尺模型振動台試驗模擬結果：
(a)變形網格（真實比例）；(b)主樁側向位移；(c)主樁彎矩分佈

四、花蓮港板樁式碼頭案例分析

在此針對花蓮港 8 號碼頭進行板樁式碼頭之實際案例分析，其係由降伏彎矩為 540 kN-m/m 之鋼板樁作為主板樁，並搭配降伏張力為 500 kN/m 之拉桿及降伏彎矩為 200 kN-m/m 之 RC 錨碇版所構成。在場址地層性質方面，岩盤深度約 10~20 m 不等，岩盤上地層主要為卵礫石層。輸入運動採用 2002 年 3 月 31 日所發生規模 6.8 之花蓮外海地震，於花蓮氣象站(HWA019)測得之歷時記錄，並將地表最大加速度(PGA)放大至花蓮港耐震設計用之 475 年回歸期 $PGA = 0.33\text{ g}$ 。在此同樣依前文所述方式，以 PLAXIS 建立模型，進行動態受震分析。

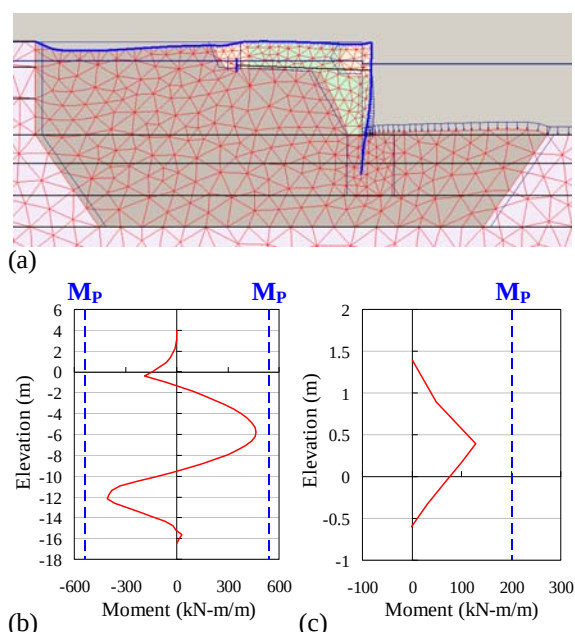
圖四為分析所得最終變形網格、主板樁彎矩分佈及錨碇版彎矩分佈。板樁壁頂殘餘變位量為 51.4 cm；板樁之最大彎矩為 465.5 kN-m/m，發生於水深以上，尚未達到降伏狀態；錨碇版之最大彎矩為 129.3 kN-m/m，發生於拉桿錨碇之位置，亦尚未達到降伏；拉桿張力為 326.6 kN/m，同樣未達降伏。

雖然鋼板樁於水深之上未達降伏，但彎矩值已接近降伏彎矩，加上板樁壁頂之殘餘變位超過 30 cm，則根據表一，其損害等級應屬等級 II，亦即結構功能暫時喪失但可修復。如此一來，根據 PIANC (2001) 之建議，若將碼頭視為重要性較高之 A 級結構，則在 475 年回歸期設計地震下，其損害等級應不高於等級 II，故本碼頭耐震性能符合要求設計要求，印證本研究提出板樁式碼頭受震分析模式之合理性。

結論

1. 本研究利用有限元素分析軟體 PLAXIS，建立板樁式碼頭之受震分析模式，其可用以進行板樁式碼頭之耐震性能評估。
2. 由錨碇板樁縮尺模型振動台試驗之模擬，可知本研究提出之受震分析模式能掌握板樁式碼頭之整體破壞行為。

3. 由花蓮港 8 號板樁式碼頭案例分析，可知其耐震性能符合設計要求，亦印證本研究所提出分析模式之合理性。



圖四 花蓮港 8 號板樁碼頭案例分析結果：
(a)變形網格(放大 5 倍)；(b)主板樁彎矩；
(c)錨碇版彎矩

參考文獻

1. International Navigation Association (PIANC) (2001), Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, Rotterdam.
2. Uwabe, T. (1983), "Estimation of earthquake damage deformation and cost of quaywalls based on earthquake damage records," Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp.197 (in Japanese).
3. 翁作新、陳家漢、彭立先、李偉誠 (2003)，「大型振動台剪力盒土壤液化試驗(II)——大型砂試體之準備與振動台初期試驗」，國家地震工程研究中心研究報告。
4. 張文忠、陳志芳、吳珮如、謝明志 (2012)，「以動態模型試驗探討液化土層中錨碇板樁之反應」，第 34 屆海洋工程研討會，台南。

臺灣西南部精密地殼構造成像及其應用

溫士忠¹ 張議仁² 林哲民³ 溫國樑⁴

摘要

本研究利用阻尼最小平方方法反演台灣西南部地下速度構造。藉由反演所得之 V_p 及 V_p/V_s 構造觀察此地區地殼及分析地震活動特性與其速度構造關係，並推測其在地體構造上所代表的意義。從以前的研究發現速度構造可以作為一個判斷斷層的幾何形貌和強地動預估的指標。因此，本研究旨在獲得高解析度速度構造，並分析該地區的地質構造與震波傳遞之間的相關程度，根據研究結果可對地層演化、地震危害度評估有進一步的了解。已知西南部速度構造確實有因沉積構造、斷層通過而有所變化。本研究結果除了斷層區速度變化而有所不同，地震亦明顯分布於 V_p/V_s 梯度變化大的地區。透過歷史強震的震波模擬與驗證，顯示所獲之三維速度構造可應用於震災評估。

關鍵詞： V_p 、 V_p/V_s 、複雜構造、震波模擬

一、前言

近幾年來台灣經濟蓬勃發展，且重大的交通建設(高速鐵路)及嘉南地區新興工業區之設立(包含台南科學園區)，大型工廠設備將陸續興建，且新市鎮開發後將會增加相當多的建設於雲嘉南地區(如圖一)。分析地殼累積的地震能量，台灣西南部具有較高的地震潛勢。是故本研究藉由速度構造變化與強地動的預估來探討是否台灣西南部之孕震構造及地震活動有更深入的探討和瞭解外，亦能以大格局重新檢討西南部災害地震發生機制，對地震防災具有重大意義。

國家地震工程研究中心與中央氣象局設置的寬頻地震監測網，廣佈於台灣本島及附近少數島嶼上。密集的三分量寬頻地震儀提供高品質的 P 波及 S 波走時記錄，可用以精確的地震定位與地下構造研究。這些高品質的資料極適於使用於三維速度構造的演算，其結果除了可改善地震定位的精度外，更可獲得高解析度的地下構造影像。除了 V_p 和 V_s 的構造外，因 V_p/V_s

與 Poisson's ratio value(柏松比)有關，更被視為研究地殼岩石特性的一關鍵參數(Walck, 1988; Chen *et al.*, 2001)。因此，以 V_p/V_s 探求速度構造是否因壓力變化產生裂隙，使得地殼深處氣體或液體逸出或遷移，造成淺部地層較大的孔隙壓，從而得以觀測斷層之活動性與 V_p/V_s 分布的關聯性。另外，利用速度構造亦可作為探討斷層位於地底下形式及地體構造概貌。根據研究結果可供強地動預估模式之研究參考及其 PGA 分布可藉以瞭解台灣西南部孕震帶隨時空變化情形。

二、三維波傳模擬

譜元素法 (spectral element method, SEM) 是有限元素法的變型。它最初在 80 年代被提出來 (Babuska *et al.*, 1981)，現在更廣泛應用於全球的波傳問題(Komatitsch and Tromp, 2002a,b)。在這裡本研究將利用它去模擬震波在複雜結構中的傳播，包括複雜的地表地形和在 3D 的介質分布和幾何介面以求得在自由表面的

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心副研究員

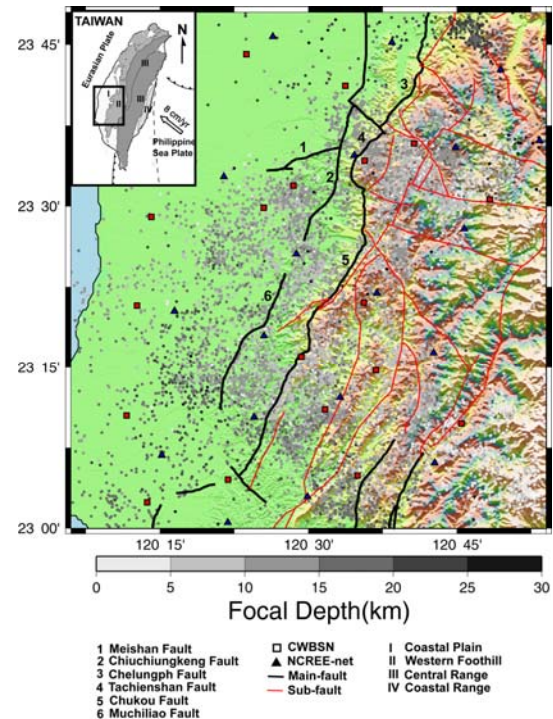
⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

強地動模式。譜元素法是對於各類的物理場如彈性波方程在空間上逼近的一種高階變分方程。而這個方法提供了一個有效率的工具去研究在 3D 結構中，震波的各種波動特性和地下構造反應。採用這方法的原因之一是關於震波的模擬中，顯現真實的地質結構中產生的複雜波相，通常需要高精準性的方法去模擬邊界條件、具非齊次性質的不規則介面和強烈速度不均勻性。地震波因不規則地形引致地表之測站效應，特別是在 3D 地形表面，局部的速度變化和層狀構造可以產生複雜的增幅型態和能量的逸散。這些效應造成地表震動複雜的分布情形，並對工程建物的結構設計有決定性的影響。台灣西南部主要分為西部麓山帶及西部沿海平原。而此區西側的地體構造則為第四紀蓋層，表層為沖積層或紅土礫石層，層面分布較東側為平坦。許多不同的沖積物，如河川及三角洲的沖積物、海岸砂、及再沉積的海灘堆積物，均分布在海岸平原之上。為了展現 SEM 的穩定度與準確度，利用本研究所求取之三維速度構造去驗證發生於此區歷史強震之震波傳遞。

三、三維速度模型

本研究主要是藉由中央氣象局地震監測網與國家地震工程研究中心之微震網所紀錄自 2012 年至 2014 年的地震震波走時資料，運用層析成像方法，其中包含阻尼最小平方法逼近真實值(Thurber, 1983)。研究區範圍為北緯 22.9-23.8 度，東經 120.1-121 度間，進行反演。以反演台灣西南部地殼之三維速度構造。為確保地震資料的品質，故誤差不可過大；選取水平誤差小於 5 公里，垂直誤差小於 10 公里之初始定位地震資料。由以上條件選取出了 11000 筆地震資料，其中包含了 99698 個 P 波走時和 95075 個 S-P 走時差的地震資料。對西南部區域速度構造之選用，需一近似真實的速度構造，以利於線性反演過程。本研究採用 Yeh et al.(2013)研究所得之分層平均一維速度構造，依深度分層，經由嘗試錯誤法找到三維非對稱的格點，並

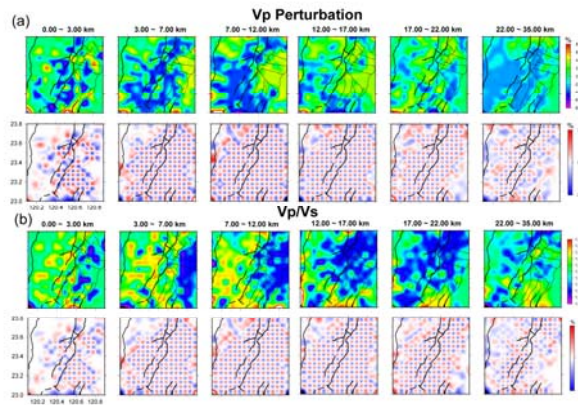
同時考慮測站的分布或斷層帶附近波線密度來調整格點大小。本研究所用格點大小為 5km x 5km，同時在反演計算裡亦考慮測站高程的問題。



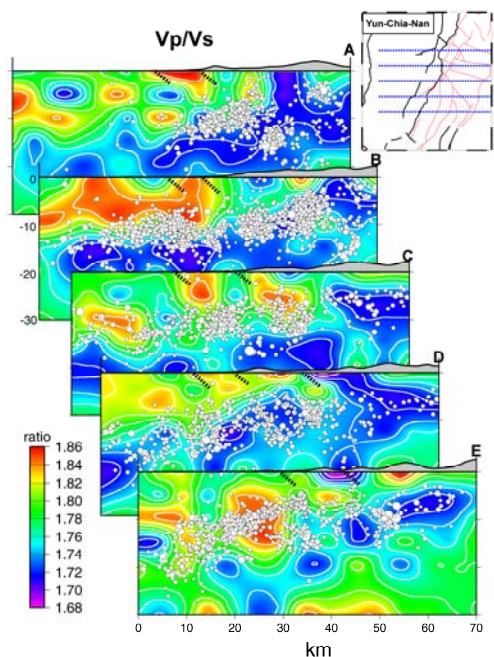
圖一 研究區測站、斷層線及地震分布圖

四、結果分析與討論

本章主要分為兩個部分來探討；第一部分就反演結果之解析度及 V_p 與 V_p/V_s 值速度構造來加以探究地下結構；第二部分則在本研究區域內模擬地震波傳，依 1022 嘉義地震之破裂面滑移分布配合地下速度變化情形，對西南部之災害地震進行強地動的預估。在地震資料迭代演算下，地震震源、速度構造將被重新定位計算，所呈現震源深度、位置亦隨之變動。反演結果所得之 V_p 及 V_p/V_s 模式(見圖二)，運用格點模型中，非等間距所形成的區塊，深度達 35km。重點區域(觸口斷層及其兩側約 15km)的解析度因地震資料分布均勻，除深度 0~3km 及 22~35km 兩層之解析度較差，歸因於地震波線通過這些平面的密度較低、或較少地震分布外。對西南部大部分區域皆顯示高解析度，表示在反演模型中，大部分的區塊均有波線通過，而能充分反映此區下的地下構造。



圖二 檢驗板及各層速度分布圖
(0~3km, 3~7km, 7~12km, 12~17km, 17~22km), 其中黑色實線為斷層位置



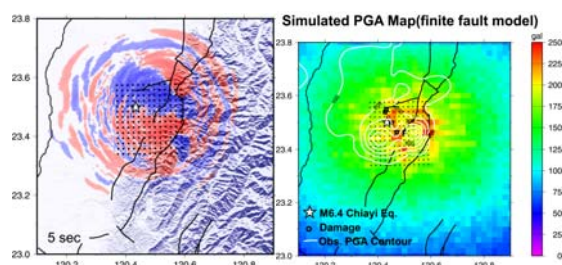
圖三 A~E Vp/Vs 剖面分布圖，圓圈表示為地震事件，黑色虛線為斷層位置

若以深度分層(如圖二), 研究地區雖地震數目頗多, 地震卻多集中於淺層中(3~22km), 故在進行反演中仍免不了受地震分布不均勻所影響。震波反演對深度 0~7 km(第一、二層)而言, V_p 高、低值分布較為分散, 且斷層帶附近有破碎低 V_p 異常分布。7~17km 深, 低 V_p 異常隨深度增加有逐漸擴大的趨勢, 且向西南偏移, 推論與此區沉積構造有關(Ho, 1986)。靠近中央山脈處呈現 V_p 相對較高, 推論可能為此區岩層較老而導致速度相對較高。斷層帶附

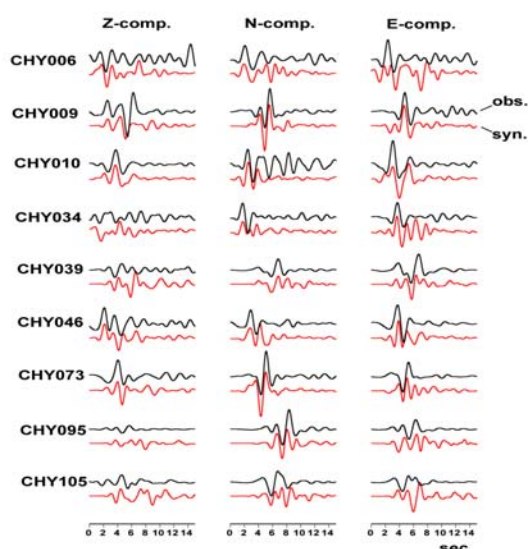
近, 高 V_p/V_s 異常值可能由孔隙水壓擴張性裂隙所造成, 而大幅降低 S 波速度而造成高 V_p/V_s 異常。研究區域內顯示高 V_p/V_s 異常漸由西部麓山帶延伸到海岸平原, 在深度 3~17km 更為明顯。隨深度增加可以看出 V_p/V_s 值低區漸向中央山脈偏移, 本研究推論其地層可能為較老而緻密的變質岩層而不含水分、水分較少或 SiO_2 減少, 導致 V_p/V_s 值相對較低。多數地震分布於 V_p/V_s 梯度變化較大、或 V_p/V_s 值較高的地區, 亦有小型地震群集中的現象。

由圖三 A~E 剖面可知, 於 V_p 及 V_p/V_s 剖面可辨示出一高低異常區, 且可發現在觸口斷層之速度構造皆有向東傾斜的現象, 推測應為觸口斷層所在; 另於斷層西側, 亦存在一低 V_p , 高 V_p/V_s 的異常區, 此異常區有向西傾地震群集現象發生。觸口斷層西側之異常區乃由於高孔隙水壓可降低正向壓力而引發滑動, 故此異常區可被解釋為一具過飽和孔隙水壓的破裂區; 此異常區有向西傾地震群集現象發生, 值得密切注意。本研究於反演結果的解釋, 除斷層下速度變化而有所不同, 地震亦明顯分布於 V_p/V_s 梯度變化大的地區。由於地震震源的分布, 推測在觸口斷層西側可能有一傾斜向西之盲斷層構造。這種現象於西南部地質構造上所代表的意義值得更進一步探討。另外, 震波傳遞時, 介質的速度分布對波場變化有重大的影響, 因此求取可靠的地下速度構造, 經由高解析度之震波模擬為一不可或缺的步驟。就波傳模擬部分, 共使用了 $96 \times 96 \times 23$ 個元素於三維模型裡, 可模擬之頻率可達 1 Hz。由於近震效應的影響, 本研究使用 Wen et al. (2008) 所求得 1022 嘉義地震之有限斷層模型(見圖 4a)加以模擬。所得之結果如圖 4b, 我們可觀察到近震源區之地動情形較點震源所模擬的結果更複雜, 且所求得之 PGA Map 比較符合實際的觀察(如圖 4b 所示)。圖 5 為本研究所用 1022 地震事件的震波比較圖, 圖中黑色線段表示為觀測資料, 紅色線段表示為合成波形, 於波形左邊為測站名稱, 觀測和合成的波形之間高度相似, 顯示所獲之地下速度構造的可靠性。然而

在某些測站上，合成波形並不十分吻合，這些波形上的差異可能導因於體波效應或更細微變化的速度構造亦或是站址效應所造成。從本測試結果可看出波傳於三維速度構造除了顯示複雜的波相外，淺層構造對於震波所產生之諸多響應亦多所呈現。



圖四 1022 嘉義地震模擬及 PGA 分布圖



圖五 強震站觀測與合成波形擬合圖，帶通濾波頻率為 0.1~1Hz

五、結論與展望

本研究所得結果可被用於地震之重新定位，及推演地震活動與研究區地質構造間之關係。對於反演結果的解釋，本研究推測在觸口斷層西側可能有一傾斜向西之斷層構造，但仍需進一步的研究。各測站之直達波平均走時誤差有相當大的改善，觀測和合成的波形之間高度相似，顯示所獲之地下速度構造的可靠性。將 V_p 與 V_p/V_s 值構造合併探討，有助於地下構造及其演化的解釋。本研究所得之三維數值

模型除了可提供在地震定位上精度的改善，亦是區域強地動預估及台灣西南部震災評估的重要參考數據。

參考文獻

1. Babuska, I., and M. R. Dorr. (1981). Error estimates for the combined h and p versions of the finite element method, *Numer. Math.*, **37**, 257-277.
2. Chen, C.H., W.H. Wang, and T. L. Teng (2001). 3-D Velocity Structure Around the Source Area of The Chi-Chi Earthquake, 1999, Taiwan: Before and After Mainshock, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **91**, 1010-1027.
3. Ho, C.S. (1986). A synthesis of the geologic evolution of Taiwan, *Tectonophysics* 125, 1-16.
4. Komatitsch, D., and J. Tromp (2002a). Spectral-element simulations of global seismic wave propagation, I. Validation, *Geophys. J. Int.*, **149**, 390-412.
5. Komatitsch, D., and J. Tromp (2002b). Spectral-element simulations of global seismic wave propagation, II. 3-D models, oceans, rotation, and self-gravitation, *Geophys. J. Int.*, **150**, 303-318.
6. Thurber, C. H. (1983). Earthquake locations and three-dimension crustal structure in the Coyote Lake area, central California, *J. Geophys. Res.*, **88**, 8226-8236.
7. Walck, M. C. (1988). Three-Dimensional V_p/V_s Variation for the Coso Region, California, *J. Geophys. Res.*, **93**, 2047-2052.
8. Wen S., C. H. Chen, and T. L. Teng (2008). Ruptures in a Highly Fractured Upper Crust, *Pure and Applied Geophysics*, **165**, 201-213.
9. Yeh, Y-L., Wen, S., Lee, K-J., Chen, C-H. (2013). Shear-wave velocity model of the Chukuo Fault Zone, Southwest Taiwan, from Cross Correlation of Seismic Ambient Noise, *Journal of Asian Earth Sciences*, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jseaes.2013.07.023>.

井下地震儀陣列之初步分析

郭俊翔¹ 謝宏灝² 林哲民¹ 溫國樑³ 張志偉⁴

摘要

為進一步了解地震波在近地表地層傳遞時的放大特性，國家實驗研究院國家地震工程研究中心於台北盆地邊緣處設置一組井下地震儀陣列，包含地表、深度 20 公尺、30 公尺、58 公尺和 78 公尺等 5 個地震感測器，其中深度 58 公尺為沖積層與第三紀岩盤之不連續面，觀測記錄可用來分析台北盆地內不同地層所造成的震波放大效應，以更充分的了解此盆地的場址效應；另於花蓮東華大學地震前兆觀測實驗園區內設置一組井下地震儀陣列，包含地表、深度 20 公尺、30 公尺和 70 公尺等 4 個地震感測器，則是希望能觀測近震源強震的近地表傳遞特性。在裝設井下地震儀前，此兩測站皆事先進行地質鑽探調查和地層波速測量，以獲得詳盡的地質資料。這兩組井下地震儀陣列由於觀測時間尚短，至 2014 年底為止所觀測到的最大震度僅有 3 級，由於使用的地震儀解析度極高，目前數量最多的是 0 級震度資料（PGA<0.8 gal），強震資料則尚待更多的時間來收集。我們使用目前收集之弱震資料仍能進行一些初步的分析，如背景雜訊強度分析和震波最大加速度隨深度增加而遞減之特性分析。

關鍵詞：井下地震儀、背景噪訊、最大加速度

一、引言

台灣過去曾經裝設過許多井下地震儀陣列，最早是台灣電力公司與美國電力研究所（U.S. Electric Power Research Institute, EPRI）進行名為羅東大尺度地震測試（Lotung Large Scale Seismic Test, LLSST）的國際合作計畫，在台灣宜蘭縣羅東鎮安裝了 37 組地震儀，由中研院地球所協助安裝包含縮尺圍阻體結構、地表自由場、以及井下三種位置之加速度地震儀；而後又在花蓮榮工處大理石廠建置了同樣包含圍阻體結構、地表自由場以及井下三種加速度地震儀之地震觀測工作，稱為花蓮大尺度地震測試（Hualien Large Scale Seismic Test, HLSST）計畫，這兩個計畫所收集的資料後來也被廣泛用於地震學和地震工程的相關研究。經濟部中央地質調查所為了解台北盆地之土層對地震波之影響，自 1991 年起亦逐年在台北盆地鑽探深井，並

於地表至基盤不同深度安裝強震儀，觀測震波由基盤傳至地表之變化，分析盆地效應對震波之影響（Wen *et al.*, 1995; Huang *et al.*, 2010），該計畫結束後關閉多處觀測點，2002 年移交予中研院地球所後方重新規劃，並於近年陸續新增數個井下地震觀測站。交通部運輸研究所港灣技術研究中心為了監測地震活動對港灣地區沖積土層和海埔新生地可能造成的結構破壞與土壤液化災害，在全國主要港區裝設地表及井下地震儀陣列，另包含不同深度的動態孔隙水壓監測器，以探討地震在各港區的放大效應和動態水壓之變化，進行港區的液化潛能分析，並提供港灣設施耐震設計之參考。中央氣象局為了提昇地震監測能力、加強強震即時警報系統、並增進地震定位準確度，近年來陸續對老舊地震儀進行汰舊換新，同時間也投入大量經費建置高品質的全台地表—井下地震儀觀測站，

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理技術師

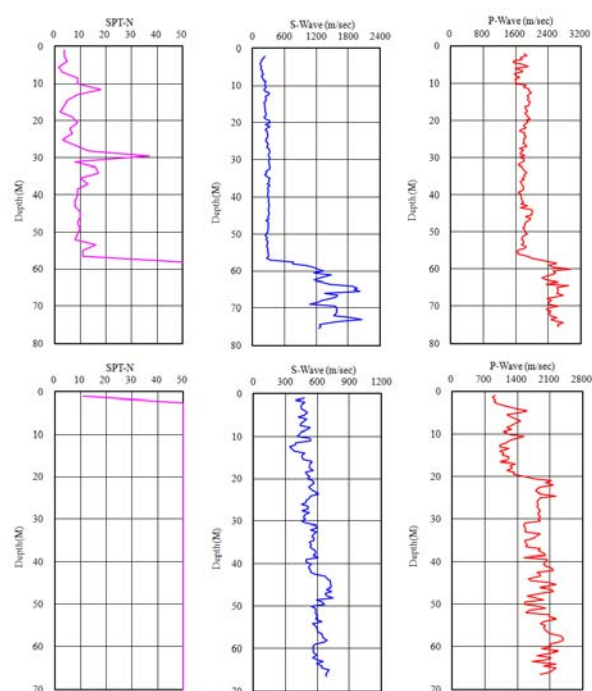
並進行傳輸線路和架構升級，進行統整為新一代地震觀測網資料整合平台，進而藉由聯合觀測達到提昇訊號品質、地震解析能力、強震即時警報和快速震源機制解等初步成果。

國家實驗研究院國家地震工程研究中心（以下簡稱國震中心）為更深入了解地震波在近地表的放大特性，於台北盆地邊緣處（位於國震中心內）設置一組井下地震儀陣列，包含地表、深度 20 公尺、30 公尺、58 公尺和 78 公尺等 5 個地震感測器，觀測記錄可用來分析台北盆地不同地層的震波放大效應，以更充分的了解此重要盆地的場址效應；另於花蓮東華大學設置一組井下地震儀陣列，包含地表、深度 20 公尺、30 公尺和 70 公尺等 4 個地震感測器，則是希望藉由觀測資料進行近震源強震的近地表傳遞特性相關研究。

二、鑽探地質調查與測站設置

為了使後續相關的分析與研究能夠更為方便與精確，在裝設地震儀陣列之前必須先對測站的地質條件進行詳細的調查，除了必要的鑽孔之外，也進行了標準灌入測試、土壤標準分類、土壤粒徑分析、和各種物性試驗等，波速測量則是使用懸浮式井測系統（Suspension PS-logging System），每 0.5 公尺進行一筆 P 波和 S 波的速度量測，N 值、S 波速度和 P 波速度剖面結果如圖 1 所示。在國震中心測站可發現 N 值在深度約 58 公尺處達到 50，代表進入工程基盤，在波速剖面上也可看見明顯的速度不連續面存在同樣的深度；東華大學測站之 N 值則是在 3 公尺處即達到 50，因此處地層以卵礫石層為主，剪力波速皆在 300 公尺/秒以上，此處並無明顯的波速界面。這兩個測站的實測 Vs30 分別為 236.7 公尺/秒（D 類或第二類地盤）及 479.0 公尺/秒（C 類或第一類地盤）。

後續進行地震儀設置，國震中心測站初期以取樣率 100 Hz 進行測試，之後改設為 200 Hz，而東華大學測站也以 200 Hz 取樣率進行記錄，其現地狀況如圖 2 所示。



圖一 國震中心（上圖）和東華大學（下圖）測站的地層剖面圖，由左至右分別為 N 值、S 波速度和 P 波速度剖面

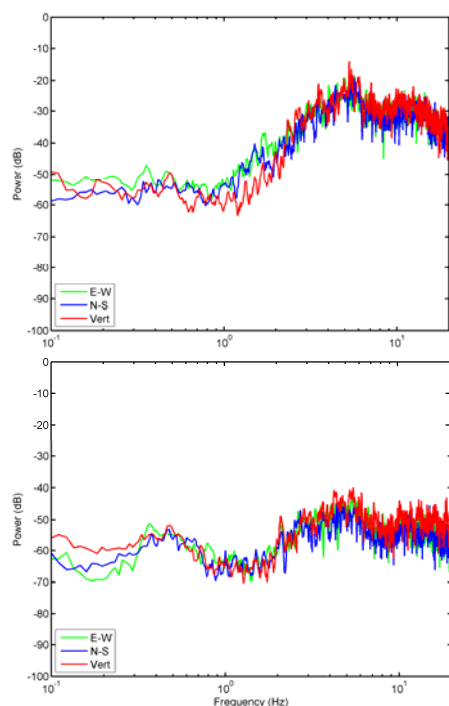


圖二 國震中心（上圖）和東華大學（下圖）測站之現地照片

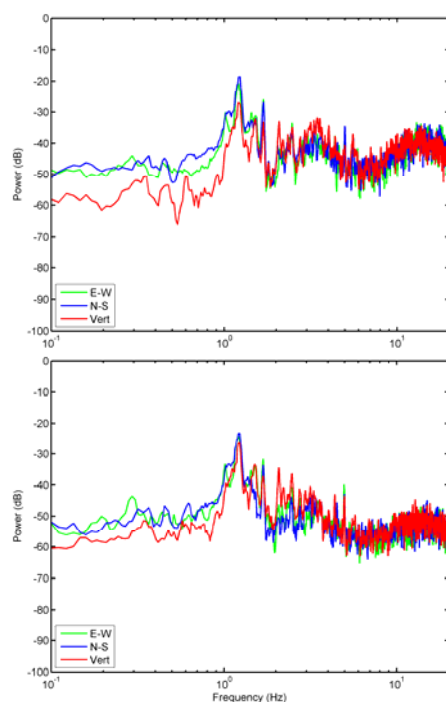
三、環境噪訊強度與地震觀測

相較於地表地震儀，井下地震儀由於設置在深度不等的地層中，因此能夠隔離

來自地表的高頻雜訊，尤其對小地震來說其資料品質優於地表測站。我們使用功率譜密度 (Power Spectral Density, PSD) 來分析位於地表和最深處的地震儀背景噪訊的強度，結果如圖三、四所示，的確可看出在井下記錄中頻率 1 Hz 以上的噪訊強度大幅降低。

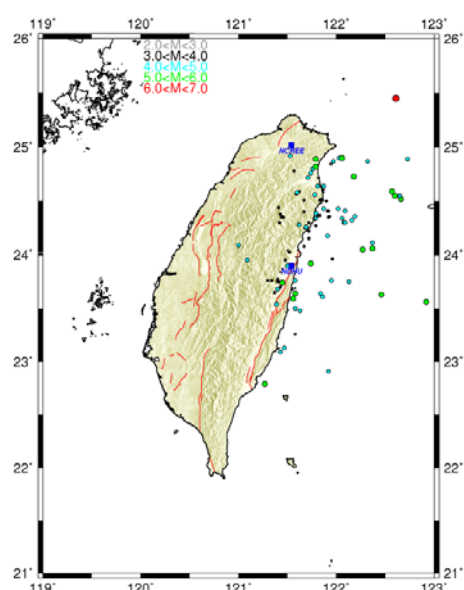


圖三 國震測站的地表（上圖）及井下（下圖）之背景雜訊功率譜密度

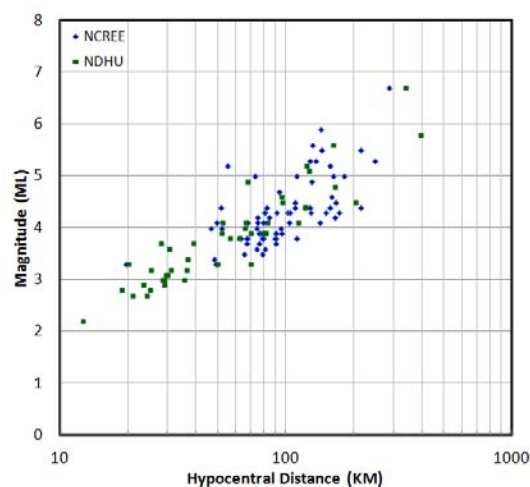


圖四 東華測站的地表（上圖）及井下（下圖）之背景雜訊功率譜密度。

國震中心所設置的兩個井下地震儀陣列位置及 2014 年間所記錄到的地震震央位置繪於圖五，目前主要記錄到的地震事件皆位於台灣東部，以規模三和四的地震最多，本測站儀器擁有 24 位元高解析度，加上設於井下減少雜訊，因此極為敏銳，以規模三等級之地震而言，可觀測距離約在 100 公里；若是規模四等級之地震，則可觀測距離約在 200 公里（圖六）。東華大學站位於震源區，因此也觀測到一些規模二等級的當地地震。



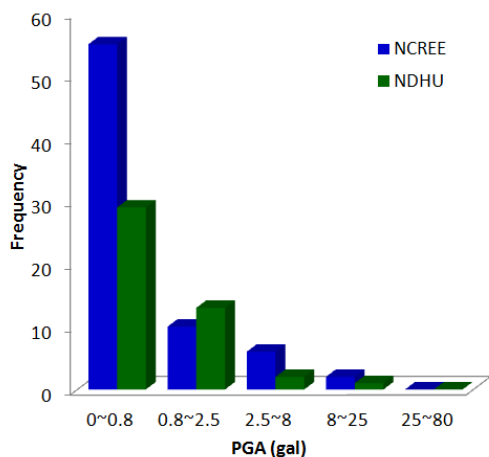
圖五 井下地震儀陣列之位置（藍色）及所記錄地震震央（圓圈），各種顏色及大小標示不同規模之地震



圖六 測站記錄的規模和震源距之關係

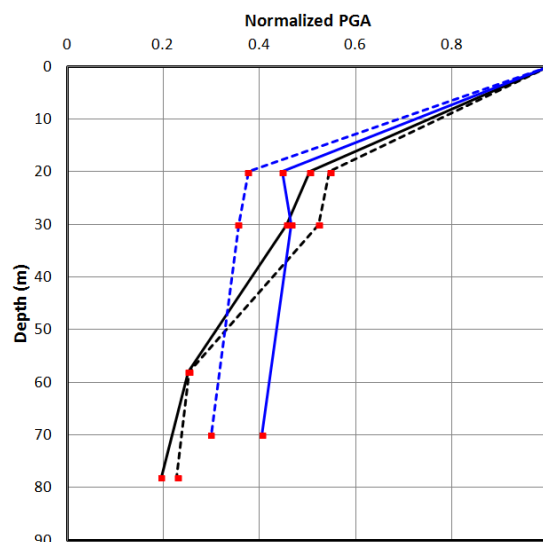
四、最大加速度特性

國震中心測站和東華大學測站所設置的井下地震儀陣列分別有 5 個及 4 個地震儀位於不同深度，能清楚的觀測到地震波在近地表地層間傳遞時最大加速度（Peak Ground Acceleration, PGA）的變化情況。由於地震儀設置時間尚短但其解析度高，因此目前測站的觀測記錄仍以低震度的加速度訊號為主（圖七），目前數量最多的是 0 級震度資料（ $\text{PGA} < 0.8 \text{ gal}$ ），兩個測站震度最大的記錄皆只有 3 級（ $8 \text{ gal} < \text{PGA} < 25 \text{ gal}$ ），強震記錄則尚待更長的觀測時間來收集。



圖七 地震記錄的測站震度統計

本研究將地表記錄的 PGA 值正規化到 1，藉以觀察其他深度的 PGA 變化。國震中心站（黑色）和東華大學站（藍色）之平均 PGA 變化如圖八所示。x 軸為正規化過後之 PGA，y 軸為地震儀深度（地表地震儀之深度為 0 公尺）。實線及虛線分別代表水平向（取東西向和南北向 PGA 的向量和）和垂直向之結果，紅點則代表地震儀所在的深度。國震中心站之 PGA 放大示意圖表示地震波從岩盤（深度 78 公尺）至地表可放大約 5 倍，且水平向和垂直向 PGA 的放大倍率差異不大。東華大學站之 PGA 放大倍率則約為 2.5 倍（水平向）和 3.3 倍（垂直向），但花蓮站所在處沖積層較厚，最深的地震儀位置並未到達岩盤，因此該放大倍率尚無法代表沖積層整體的放大率。



圖八 國震中心站（黑色）和東華大學站（藍色）井下地震儀陣列之平均 PGA 放大示意圖

五、結論

本報告對國震中心在台北及花蓮所設置的兩組地震儀陣列資料進行初步的統整與分析，包括先期地質調查的鑽探和井測資料統整，以及設置地震儀後的觀測資料初步分析。目前的觀測記錄以弱震為主，所以最大加速度隨深度變化的分析尚不需考慮土壤非線性效應。從觀測記錄來看，國震中心站的 PGA 由岩盤至地表約可放大 5 倍；東華大學站則因並未到達岩盤，因此 PGA 僅有約 2.5 倍的放大率。未來將用觀測資料計算地層轉換函數，以及測試不同方法估算地層剪力波速可行性。

參考文獻

1. Huang, W.G., Huang, B.S., Wang, J.H., Chen, K.C., Wen, K.L., Tsao, S., Hsieh, Y.C. and Chen C.H. (2010), "Seismic Observations in the Taipei Metropolitan Area Using the Downhole Network", *Terr. Atmos. Ocean Sci.*, 21(3), 615-625.
2. Wen, K.L., Fei, L.Y., Peng, H.Y., and Liu, C.C. (1995), "Site effect analysis from the records of the Wuku downhole array", *Terr. Atmos. Ocean Sci.*, 6(2), 285-298.

土氣監測於斷層及大屯火山地區活動性之研究

瓦里亞¹ 林世榮² 亞耳文³ 廖昱茨⁴ 楊燦堯⁵ 溫國樑⁶

摘要

土氣監測在地震前兆研究方面，過去幾年我們已建立三個監測站(新竹、台南、宜蘭)，2014年計有30起規模大於5的地震，其中有10起符合各測站的篩選條件，將竹科、新化及礁溪站之土氣資料經由資料處理後，在震前有異常者共7起。另外我們也針對台灣北部的大屯火山區特定地點，利用固態核徑跡探測器(SSNTD)測量土壤氣體氦-鈾濃度，以觀察大屯火山區的活動性。

關鍵詞：土氣、地震前兆、固態核徑跡探測器(SSNTD)

一、前言

近年來應用流體地球化學成分之時空異常變化作為研判斷層位置、監測地震前兆及火山活動性之研究皆有不錯成果(Fu et al., 2005; Kumar et al., 2009, 2013; Walia et al., 2013; Yang et al., 2006)。地震發生前，當區域應力增加，地層中岩體微裂隙產生，使得地底流體易沿地層裂隙或隨地下水遷移至地表，進而提供了震前有用的訊號(Armienta et al., 2002; Chyi et al., 2011; Fu et al., 2008, 2009; Walia et al., 2009a; Yang et al. 2005, 2011)。

由於一般斷層通過的地方皆有破碎帶形成，有利於流體在地層中遷移。地底下土壤氣體的遷徙受控於許多因子，如地層組成、斷層破碎帶位置、土壤孔隙率、天候條件...等。

本研究選擇氦(Rn-222)為主要研究對象，氦-222是鈾-238蛻變系列中的一個放射性核種，為地層中自然存在之放射性示蹤劑，地殼中所含天然放射性物質(鈾)在衰變過程中會產生放射性氣體氦。氦是

無色、無味具放射性的惰性氣體，其主要來自自然界三大原始放射性系列，這三大系列分別是鈾系(U-238)、釷系(Th-232)及錒系(U-235)，它們均會不斷地衰變而衍生多種放射性核種。而在衰變過程中，三大系列均會產生一氣態之放射性核種，其中鈾系為Rn-222、釷系為Rn-220、錒系為Rn-219，不過釷系及錒系產生之氦，因其半衰期太短(分別為55秒及4秒)，一般所謂的氦係專指Rn-222而言。

過去幾年我們已在新竹新城斷層、台南新化斷層及宜蘭地區建立土壤氣體觀測站，主要探討土氣濃度變化與地震活動之關連性。另外近年在科技部計畫下，利用固態核徑跡探測器(SSNTD)測量火山地區某些地點之土壤氣體氦濃度，以觀察大屯火山區的活動性。

二、資料收集及處理

目前測站使用之氦氣偵測儀為德國SARAD公司製造，型號為RTM 2100，主要可分析氦氣的兩個同位素，分別為

¹國家地震工程研究中心研究員

²國家地震工程研究中心助理研究員

³國家地震工程研究中心專案副研究員

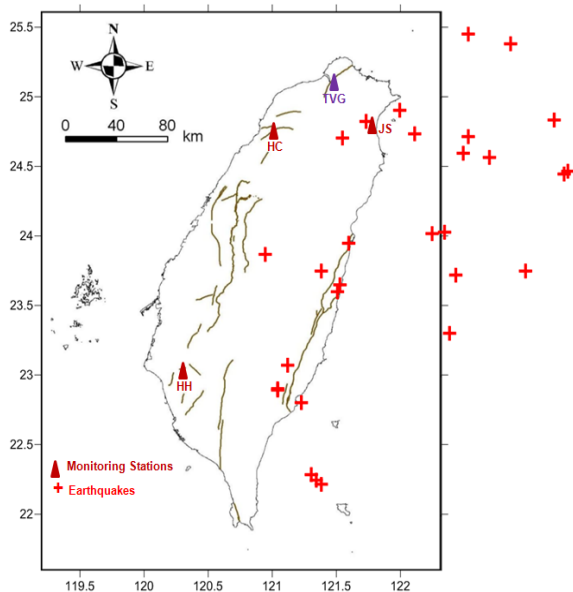
⁴國家地震工程研究中心專案研究助理

⁵國立台灣大學地質科學系教授

⁶國家地震工程研究中心組長

Rn-222 (Radon)及 Rn-220 (Thoron)。由於觀測站需要長時間的連續分析，因此我們選擇 Radon (fast)模式，且設定為每 15 分鐘紀錄一筆，以期瞭解氡氣持續的變化情形，並將其誤差值減至最低。

地震參數（規模、測站震度、位置等）及天候資料（氣壓、大氣溫濕度、雨量等）則參考中央氣象局資料。2014 年計有 30 起規模大於 5 的地震，如圖一。



圖一 2014 年規模大於 5 之地震分布。

在火山地區利用 SSNTD 技術調查之前，需在實驗室使用 (i) 裸置與 (ii) 杯置兩種模式對硝酸纖維素 α 飛跡探測器進行了一系列的校正實驗。為了同時測量氡氣和鈾氣，增加 (iii) 氦-鈾分離器模式，使用 LR-115 底片的配置也進行了調整。實驗結果顯示，在裸置模式中，子核會影響核飛跡在 LR-115 底片上的形成，所以必須小心的控制實驗配置。

完成校正之後，於大屯火山區 (TVG) (圖二) 小油坑 (SYK) 大油坑 (DYK) 與焮子坪 (GTP) 三地不同土壤溫度的觀測孔中（地表下約 50 公分深）安裝氦-鈾分離器與 LR 底片，定期觀察土壤氦-鈾氣濃度變化與大屯火山區的火山及地震活動之關係（兩週至每月一次）。

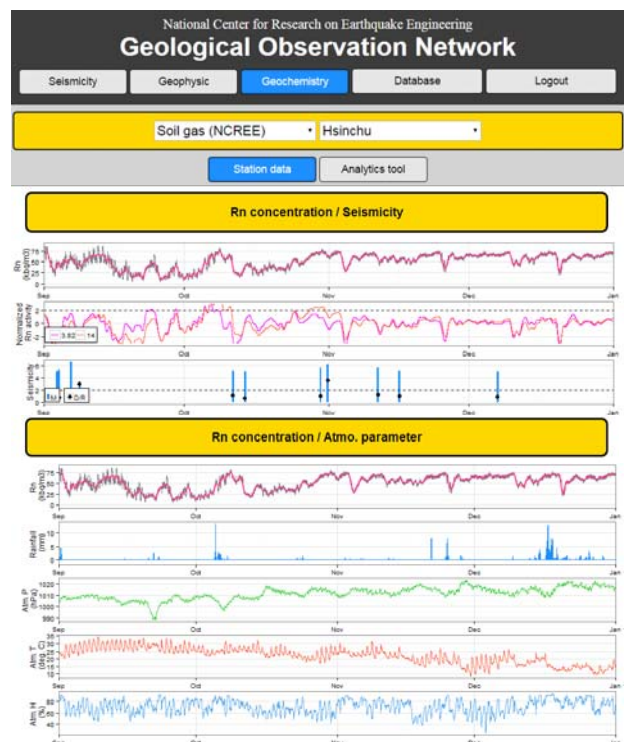


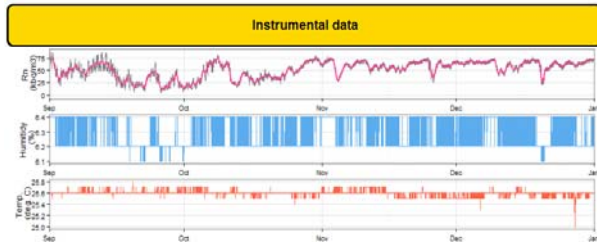
圖二 土氣觀測點的位置與探測器於現地安裝的狀況（紅圈為設置點）。

三、結果與討論

在測站連續資料的處理流程上，先以一低通濾波器，降低雜訊，包括濾除高頻雜訊和日夜變化、背景雜訊和地潮等影響，如圖一。再以滾動平均 (rolling average) 與正規化 (normalization) 量化資料的變化程度。另外還需自動化收集中央氣象局所提供的地震參數（規模、測站震度、位置等）及測站附近的大氣資料，之後將各種不同功能的程式做成批次檔自動執行。

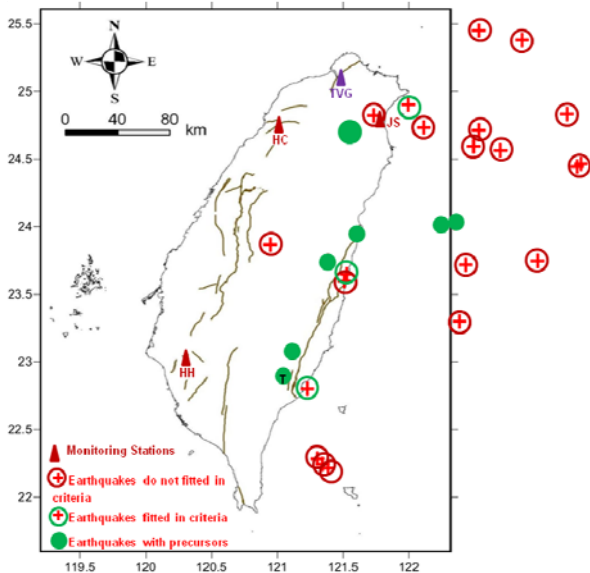
為展示蒐集與處理後的資料，結合以 R 語言編寫的圖表程式進行資料倉儲與出圖，以網頁形式呈現各測站即時的土氣與天候資料，如圖三。





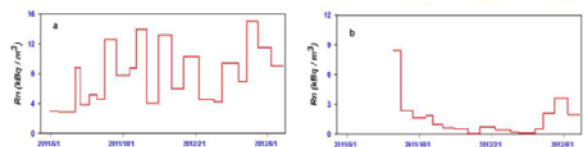
圖三 即時地化觀測資料展示平台(ex:竹科站)，包含土氣觀測資料、地震目錄、天候資料等參數。

各測站土氣記錄，經由上述資料處理流程，2014年計有30起規模大於5的地震有10起符合各測站的篩選條件，其中竹科、新化及礁溪站之土氣資料在震前有出現異常者共7起（圖四）。

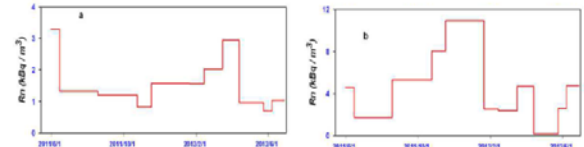


圖四 2014年測站記錄之土氣資料於震前有異常之地震分布。

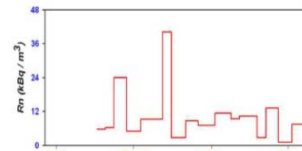
在火山地區的觀測結果，土壤溫度並非穩定不變，觀測孔的溫度常會隨時間有所變化，於火山地區使用LR底片，必須注意安裝於合適的溫度內（ $\leq 65^{\circ}\text{C}$ ）。觀測結果於小油坑（圖五）和大油坑（圖六）得到較低的土氣濃度，在煥子坪（圖七）則是相對高值。小油坑和大油坑的土氣濃度值較低，可能是由於其下方存在岩漿庫，致使該地區的土壤氣成份主要為揮發性氣體。



圖五 小油坑2處觀測孔之平均土氣濃度觀測紀錄 (a)溫度範圍 24°C 至 29°C 與 (b)溫度範圍 48°C 至 60°C 。

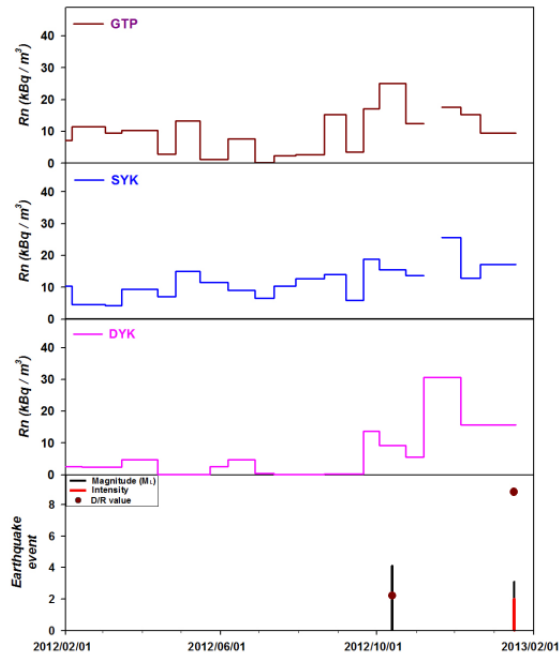


圖六 大油坑2處觀測孔之平均土氣濃度觀測紀錄 (a)溫度範圍 23°C 至 46°C 與 (b)溫度範圍 60°C 至 65°C 。



圖七 煥子坪平均土氣濃度觀測紀錄，溫度範圍 35°C 至 60°C 。

在煥子坪有較高的土壤氬氣值可能是由於位處構造破碎帶，提供逸氣通道，推測大屯火山群的土壤逸氣來源與台灣東北部的板塊隱沒過程密切相關。此外，在小油坑與大油坑皆有設置兩相鄰的觀測孔，其測得的土氣變化行為有所不同（圖四與圖五），某些觀測孔測得的土氣濃度過低，不適合進行觀測。觀測結果也顯示，在2012年10月至2013年1月間，其土氣濃度異常上升可能為潛在的地震前兆訊號，或許與大屯火山群鄰近地區所發生的地震活動有關（圖八）。



圖七 煥子坪 (GTP) 小油坑 (SYK) 大油坑 (DYK) 土氣濃度變化與大屯火山地區周邊地震紀錄，兩起地震發生時間為 2012/10/13 06:38 與 2013/1/16 09:31，震前皆有土氣濃度異常上升現象。

參考文獻

- Armienta, M.A., Varley, N., Ramos E. (2002). Radon and hydrogeochemical monitoring at Popocatepetl volcano, Mexico. *Geof. Intern.* 41, 271-276.
- Chyi, L.L., Quick, T.J., Yang, T.F., Chen, C-H. (2011). The origin and detection of spike-like anomalies in soil gas radon time series. *Geochem. J.*, 45, 431-438.
- Dobrovolsky, I.P., Zubkov, S.I. and Miachkin, V.I. (1979). "Estimation of the size of earthquake preparation zones". *Pure and Appl. Geophys.*, 117, 1025-1044.
- Etioppe G., Calcara, M., Quattrocchi, F. (1997). "Seismogeochemical algorithms for earthquake prediction: an overview". *Annali Di Geofisica*, 40(6), 1483-1492.
- Fu, C.-C., Yang, T.F., Du, J., Walia, V., Chen, Y.-G., Liu, T.-K., Chen, C.-H. (2008). Variations of helium and radon concentrations in soil gases from an active fault zone in southern Taiwan. *Radiat. Meas.* 43, S348-S352.
- Fu, C.C., Yang, T.F., Walia, V., Chen, C.-H. 2005. Reconnaissance of soil gas composition over the buried fault and fracture zone in southern Taiwan. *Geochemical J.* 39, 427-439.
- Kumar A, Singh S, Mahajan S, Bajwa BS, Kalia R, Dhar S (2009) Earthquake precursory studies in Kangra valley of North West Himalayas, India, with special emphasis on radon emission. *Appl. Radiat. Isot.* 67:1904-1911.
- Kumar, A., Walia, V., Yang, T.F., Hsien, C-H., Lin, S.J., Eappen, K.P., Arora, B.R. (2013). Radon-thoron monitoring in Tatun volcanic areas of northern Taiwan using LR-115 alpha track detector technique: Pre Calibration and Installation. *Acta Geophysica*, 61 (4), 958-976.
- Walia V, Yang TF, Lin S-J, Kumar A, Fu CC, Chiu J-M, Chang H-H, Wen K-L, Chen C-H (2013) Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan. *Radiat Meas* 50:154-159.
- Walia, V., Lin, S-J., Yang, T.F., Fu, C.-C., Hong, W.-L., Wen, K.-L., Chen, C.-H. (2010). "Soil-gas monitoring: A tool for fault delineation studies along Hsinhua Fault (Tainan) Southern Taiwan." *Applied Geochemistry*, 25, 602-607.
- Walia, V., Virk, H.S., Yang, T. F., Mahajan, S., Walia, M. and Bajwa, B.S. (2005). "Earthquake prediction studies using radon as a precursor in N.W Himalayas, India: a case study". *TAO*, 16(4), 775.804.
- Walia, V., Yang, T.F., Lin, S.J., Hong, W.L., Fu, C.C., Wen, K.-L., Chen, C.-H. (2009a). "Geochemical variation of soil-gas composition for fault and earthquake precursory studies along Hsincheng fault in NW Taiwan". *Appl. Radiat. Isotopes*, 67, 1855- 1863.
- Walia, V., Yang, T.F., Lin, S-J., Kumar, A., Fu, C.-C., Chiu, J-M., Chang, H-H., Wen, K-L., Chen, C-H. (2013). "Temporal variation of soil gas compositions for earthquake surveillance in Taiwan." *Radiat. Meas.*, 50, 154-159.
- Yang, T.F., Chou, C.Y., Chen, C.H, Chyi, L.L., Jiang, J.H. (2003). "Exhalation of radon and its carrier gases in SW Taiwan". *Radiat. Meas.* 36, 425.429.
- Yang, T.F., Fu, C.C., Walia, V., Chen, C.H., Chyi, L.L., Liu, T.K., Song, S.R., Lee, M., Lin, C.W., Lin, C.C., (2006). Seismo-geochemical variations in SW Taiwan: multi-parameter automatic gas monitoring results, *Pure Appl. Geophys.*, 163, 693.709.
- Yang, T.F., Walia, V., Chyi, L.L., Fu, C.-C., Chen, C.-H., Liu, T.-K., Song, S.-R., Lee, C.-Y., Lee, M. (2005). Variations of soil radon and thoron concentrations in a fault zone and prospective earthquakes in SW Taiwan. *Radiat. Meas.* 40, 496-502.
- Yang, T.F., Wen, H.-Y., Fu, C.-C., Lee, H.-F., Lan, T.F., Chen, A.-T., Hong, W.-L., Lin, S.-J., Walia, V., (2011). "Soil radon flux and concentrations in hydrothermal area of the Tatun Volcano Group, Northern Taiwan". *Geochem. J.*, 45, 483-490.

雲嘉南地區地殼活動現況監測(1)

張議仁¹ 溫士忠² 陳朝輝³ 溫國樑⁴

摘要

地殼因受大地應力影響而導致物理性質產生變化，尤其強震前後相關物理參數(速度值、衰減值)產生改變的論點已被許多研究報告提及。因為地震發生後造成岩石碎裂導致孔隙中流體遷移或填充，此現象可利用地震波傳的路徑效應觀測到物理參數的改變。本研究欲利用平時發生的小地震波形進行分析，以震波衰減參數對地殼進行觀測，利用觀測到的物理參數變化確認與地震發生的相關性，並藉以評估區域應力狀態產生改變與否。影響震波衰減因子的因素受岩性、溫壓條件、孔隙率、岩石粒徑、黏滯性和液體飽和度等影響，地殼受應力擠壓產生地震前，於當時的溫壓條件下岩性與流體的變化乃是本研究欲監測的標的，希望藉由震波頻散衰減方法的特性，利用高品質的地震波訊號，能解析介質在較短時間內產生的變化，以作為評估區域地殼孕震過程的參考。

關鍵詞：頻散衰減、Qp

一、前言

目前在地殼構造研究方面不僅只對空間上做探討，進一步考慮時間上的變化有漸多的趨勢。多數研究指出地殼受地震擾動而產生變化，如Chen et al. (2011)等人，利用小區域上的重複地震序列(Repeating earthquake sequences)比對地震波形相似度(cross-correlation coefficient)顯示地殼受強震擾動於地震波形上產生變化；Kelly(2013)等人利用地震群集(repeating cluster)與頻譜比法(spectral ratio)，計算比對 Δt^* (whole path attenuation operator)發現強震後Q(quality factor)值明顯降低的情況；Wang and Ma(2014)等人，利用單一路徑(Signal-path)估算Qs(S-wave quality factor)數值，並在時序上描繪出Qs值的變化，討論強震前後地殼物理參數的改變，並提到921地震發生前，平均Q值有升高的現象。另一方面，在震波傳遞速度研究上亦可觀察到強震後波速降低的改變，但波速對於

區域介質的改變，多僅止是線性變化，不如衰減因子敏感。地殼物理參數的改變多推估受岩性、溫度、壓力、孔裂隙，孔隙中的流體增減、移位等變化，而這些情況的產生主要因素是受應力的影響，地殼受擠壓而產生變化；所以研究中以連續觀測來探討衰減參數與地震相關性，且在時序上描繪出衰減參數的變化，更隱含區域應力是否產生改變的指標。

二、頻散衰減特性

頻散(dispersion)，波速隨頻率改變而改變的性質；由Ciz et al. (2006)可說明P波於頻率 $10^0 \sim 10^4$ Hz頻散效應是明顯；在此頻率區段，利用波速於不同頻率變化，能有效感測介質變化。品質因子Q(quality factor)為無因次參數，高Q因子表示震波能量損失較少。震波頻散衰減與震波震幅衰減相比具有下列優點(Cong et al, 2000)：第一，頻散衰減是使用初達波來測定，而震幅衰減方法受聚焦(focusing)與散焦(defocusing)效

¹ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立中正大學地球與環境科學系教授暨國家地震工程研究中心兼任研究員

⁴ 國立中央大學地球科學系教授兼國家地震工程研究中心組長

應影響；第二，衰減頻散可用單一測站資料求取；並且由於地震規模越小，拐角頻率(corner frequency)越高，如果使用較小的地震進行分析，可使震源拐角頻率大於所應用的頻率範圍；第三，利用平時發生的小地震進行觀測，代表構造活動中的多數地震資料可被應用，且在不同時間上的解析度較佳；第四，利用較小的地震紀錄，可避免較大地震錯動時需考慮的複雜性；第五，利用P波初動的波型進行分析，可有效的避免其它波相干擾。

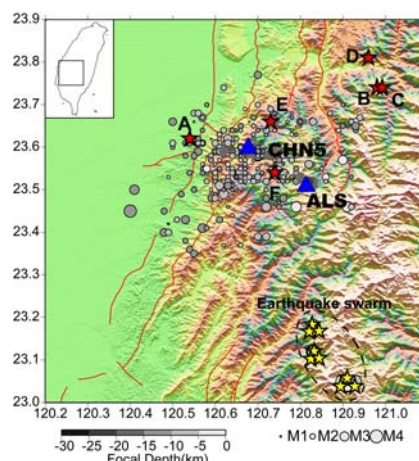
三、資料選取與流程

資料取用中央氣象局即時地震觀測網(CWBSN)資料，2014 年速度型地震儀垂直分量，地震規模 ≤ 3.0 之地震，震央距 ≤ 30 公里，震源深度 ≤ 30 公里；採用規模較小的地震，代表可取用的地震數量較多，利用各震源分佈在測站不同方位與深度亦可增加研究中對於各區域的解析能力；另一方面，也可增加數值於時間上的解析力。圖一，為測站與研究中採用的地震分佈圖，紅色星號代表 2014 年，距 CHN5 測站 40 公里內，芮氏規模大於 3.5 地震；黃色星號為群震位置。

利用測站所收集到的地震波形資料進行分析，2014 年測站 CHN5 總計採用了 332 筆地震資料，測站 ALS 總計採用了 478 筆地震資料。主要訊號來源，截取 P 波第一個完整波形，之後採用牛頓多項式插值法與高斯帶通濾波法，對原始訊號進行重新採樣，將原本取樣率為每秒 100 點的波形資料，提升至每秒 1000 點。圖二 (a) 為截取 P 波第一個波形訊號之示意圖。

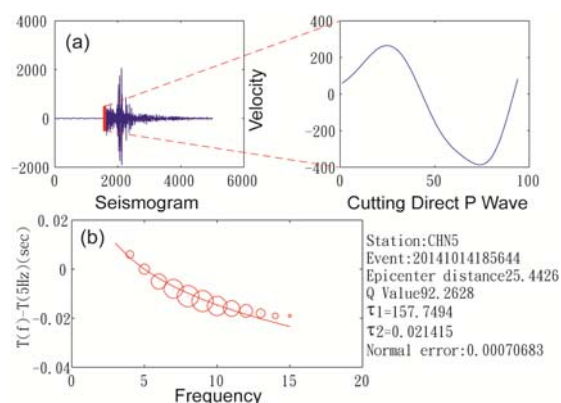
P 波的第一個波形訊號足以反應出介質資訊且不受其它波相干擾。由於訊號來源受天然地震發生位置與時間影響，將所採用的地震相關資訊統計如圖三，所取用的地震規模多數落在 $1.0 \sim 1.5(M_L)$ 之間；地震深度分佈大多在 15 公里以內，可見較深的地震次數較少，所以對深度 15 公里以上的範圍解析力較差；由於震央距越遠，震波衰減的關係會使能量降低，導致訊噪

比(S/N)降低，所以相對能使用的地震會較少，地震次數較多落在震央距 20 公里以內。



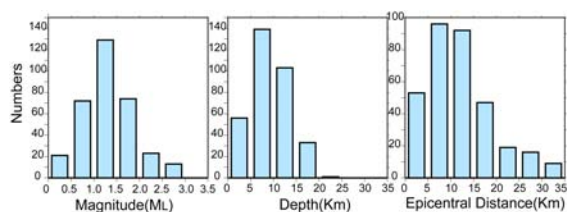
圖一 測站與相關地震分佈圖

將所截取的 P 波第一個波形訊號進行多重濾波，可得相對群速度延遲時間頻率譜，如圖二 (b)，橫軸為頻率，縱軸為相對群速度延遲時間，紅色圓圈分別代表不同頻率所對應的能量大小。若波形資料受干擾，則頻率譜不成曲線，該筆資料捨去不用。最後利用基因演算法，快速求取最佳解(如圖二 (b) 紅色線段)即解出 Q_m 、 τ_1 與 τ_2 ； Q_m 為基於(Liu et al,1976)假設下，某頻率範圍內的 Q 值， τ_1 、 τ_2 為常數。

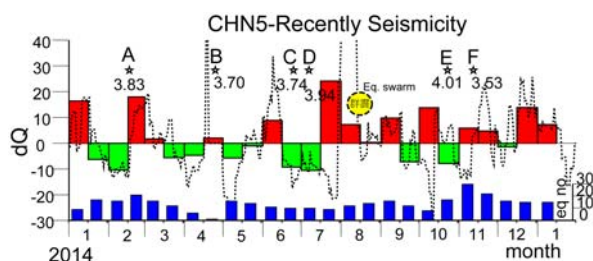


圖二 訊號處理

將各測站所測得的 Q_m -震央距，以最小平方方法作線性修正去除震央距效應並作基線修正後稱 dQ。於時間軸上描繪 dQ 分佈圖，研究中以半個月對 dQ 作平均，展現鄰近測站區域頻散衰減因子於時間上的變化；dQ 代表相對應區域平均 Q 值的變化量。



圖三 測站 CHN5 地震相關資料統計圖



圖四 CHN5 測站 dQ 觀測值

四、結果分析與討論

圖四為測站 CHN5 全年 dQ 隨時間變化觀測值，縱軸 dQ 為 Q 值去除震央距效應後相對於平均值的變化量，紅色與綠色直方圖分別為高、低於平均值的變化量，時間以半個月作平均；藍色直方圖為統計半個月內所採用的地震次數；虛線為 15 天移動平均線；A~F 為標柱 CHN5 測站 2014 整年震央距 40 公里內 $M_L > 3.5$ 的地震，黃色區塊（相對位置如圖一黃色星號處）為群震(swarm earthquake)發生時間點，於八月間小區域內，共發生 20 筆規模大於 3.0(M_L) 地震。

由於所求得的 Q 值僅代表單一地震事件與測站路徑間的效應，故具有方向性，基於此特性，以測站位置為基準，將 dQ 分東、西兩側描繪如圖五。研究 Q 殘值(dQ)於強震前後的變化會發現一個非常重要之特徵，即 Q 殘值會因應力狀態改變產生相對提高後，將於某個時間點轉為下降。其 Q 殘值多數在地震發生前一個月出現高值（如圖五，A~F 為地震事件）。由此次觀測資料認為 Q 殘值對於地震群集亦能有所反應（如圖一及圖五，虛線圓圈標示處）。為進一步探討此群震影響，比對測站 ALS-South，如圖六；兩側站分別在 7 月間出現高 dQ 的情況，ALS 測站先有反應而後為 CHN5 測站，群震距離測站 ALS 約為 43 公里，規模大於 3.0(M_L) 共計 20

筆地震。另外，圖五測站 CHN5 西側 Q 殘值多數呈現負值，東側多呈現正值，比對圖一之地形分布可看出測站西側為較鬆軟的沖積層，震波能量衰減較大，Q 值較低；東側為高山區，相對 Q 值較高，由此差異可表現 Q 殘值對區域地質的敏感性。

關於 dQ 升高幅度與地震規模的關係，由於對 dQ 採平均值計算而受制於天然地震發生次數與位置的影響，雖然震前會產生高 dQ 現象，但是並非測站周圍全區域皆升高，認為 dQ 是具區域性的變化，所以受地震發生位置與地震次數都將影響到 dQ 平均值變化幅度。當地震次數越多所求得到的 dQ 值相對越具代表性，可信度越高。理論上地震規模越大，dQ 變化幅度應該越大，但是這是對相同震央距而言。我們所欲觀測的地震發生位置是未定的，即便當地震規模愈大，但是震央距離測站越遠，所受影響的幅度當然會隨之降低。基於以上理由可以發現，難由 dQ 的升幅來評估地震規模大小；但是可以理解的是，當地震規模越大受影響的範圍將越大，所以可以由受影響的測站多寡來進行評估。當相近時間內，如果越多測站 dQ 均有升高現象，可以評估為這些測站所涵蓋的區域均受到影響，利用受影響的區域大小來評估與地震規模的關係。利用不同測站、不同方位的資料進行比對，不僅可評估強震的影響範圍與地震規模的關係，更可以交互確認，強化此判斷準則。圖六，利用兩測站不同方位資料進行比對，以提升強震前特徵的判定機制，但僅有兩測站資料，不足以顯示強震影響範圍。

可用的地震事件數量對於此觀測是重要的，採用的地震數量多，代表獲得各路徑的 Q 值較多，能解析不同方位、深度的資訊，特別是在於時間上的解析。當時間上的解析力不足，將錯過介質於較短時間上的變化，能描述的時間尺度就受到局限。以目前對品質因子的評估方法中，震波頻散衰減可以單站利用平時的小地震進行分析，能獲得較多可用地震事件，因此具有較佳的時間解析力。觀測中對時間尺度的描述為半個月，亦可對取較長時間段

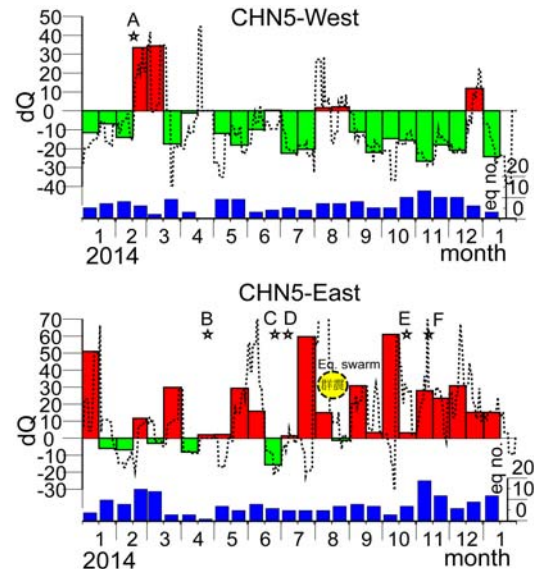
的 Q 值作統計，用以描述較長週期的地殼變化。

五、結論與展望

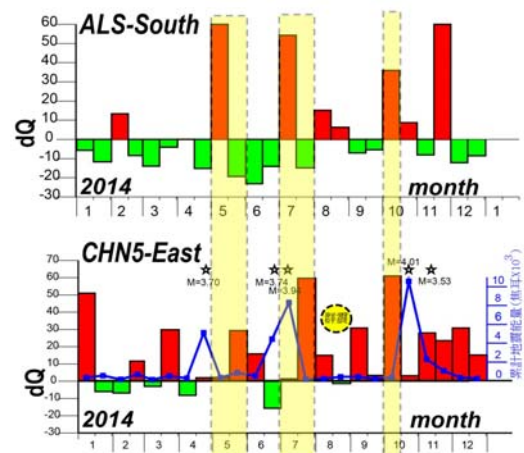
觀測區域頻散衰減參數變化主要為實際驗證震前 Q 值升高的現象，具足夠評估數量時，可利用統計方法對準確度作進一步評估。藉由不同測站觀測資料進行比對時，可發現在相近時間內，鄰近測站也同樣有 Q 值升高的現象，說明這並非單一測站的巧合，且可利用多站比對提升判斷機制。利用衰減參數隨時間的變化可作為評估區域應力是否產生改變及地震活動相關性的參考。

參考文獻

1. Ben-Menahem, A., and Singh, S. J., *Seismic Waves and Sources*, Springer-Verlag, New York, 1108 pp. (1981).
2. Chen, K. H., Furumura, T., Rubinstein, J., and Rau, R. J. (2011), Observations of changes in waveform character induced by the 1999 Mw 7.6 Chi-Chi earthquake. *Geophys. Res. Lett.*, **38**, L23302, doi: 10.1029/2011GL049841.
3. Ciz, R., Gurevich, B., and Markov, M. (2006), Seismic attenuation due to wave-induced flow in a porous rock with spherical heterogeneities. *Geophysical Journal International*, **165**, 957–968.
4. Correig, A. M., and Mitchell, B. J. (1989), Attenuative body wave dispersion at La Cerdanya, eastern Pyrenees, *Phys. Earth Planet. Int.* **57**, 304–310.
5. Correig, A. M. (1991), On the measurement of body wave dispersion, *J. Geophys. Res.* **96**, 16,525–16,528.
6. Cong, L., Mejia, J. and Mitchell, B. J. (2000), Attenuation dispersion of P waves in near the New Madrid seismic zone, *Bull. Seism. Soc. Am.* **90** (3), 679–689.
7. Liu, H. P., Anderson, D. L., and Kanamori, H. (1976), Velocity dispersion due to anelasticity: implications for seismology and mantle composition, *Geophys. J. R. Astron. Soc.* **47**, 41–58.
8. Kelly, C. M., Rietbrock, A., Faulkner, D. R., and Nadeau, R. M. (2013), Temporal changes in attenuation associated with the 2004 M6.0 Parkfield earthquake, *J. Geophys. Res. Solid Earth*, **118**, 630–645, doi:10.1002/jgrb.50088.
9. Wang, Y. J., and Ma K. F. (2014), Investigation of the temporal change in attenuation within the ruptured fault zone of the 1999 Mw7.3 Chi-Chi, Taiwan earthquake. *Pure Appl. Geophys.* doi: 10.1007/s00024-014-0854-3



圖五 以測站 CHN5 為中心，分別顯示測站東、西兩側 dQ 隨時間變化圖



圖六 測站 CHN5 東側與 ALS 南側交互比對 dQ 隨時間變化

直接彎矩平衡之極限層剪力

鍾立來¹ 范揚志² 楊卓諺³

摘要

建築技術規則明訂高樓結構需要檢核極限基底剪力，乃確保每樓層都有一定程度的抗剪能力，且沒有劇烈之勁度變化。本文提出直接彎矩平衡法，嘗試取出結構體中之一柱線為自由體，以直接彎矩平衡求得該柱線之極限基底剪力，並與業界常見之勁度分配法與彈塑性比例法做比較，並採用案例作分析。由分析結果驗證直接彎矩平衡法之可行性，對於現代建物，其有強柱弱梁之特性，因此工程師得以使用直接彎矩平衡法來分析其極限基底剪力。

關鍵詞：極限基底剪力、耐震能力評估、塑性彎矩

一、前言

國內建築技術規則建築構造篇[1]及建築設計施工篇[2]中均有檢討建築物極限基底剪力之相關規定，但卻無明確說明如何計算極限剪力強度，進而無法檢核基底剪力強度是否足夠。本文將介紹兩種業界常見的方法如勁度分配法，其計算原理及概念是依照勁度分配來求取柱端彎矩，故本文稱之為勁度分配法，另外土木 404-100[3]中所提及之方法因其計算原理為將梁端塑性彎矩與彈性分析得到的梁端彎矩之比例令為其放大係數，故本文稱之為彈塑性比例法。緊接著將提出直接彎矩平衡法，其概念為將一整體結構取出一柱線之自由體，並直接對此自由體 x、y 方向之基底做彎矩平衡，求得其基底剪力，再以混凝土工程設計規範之應用(土木 404-100)書中之案例做分析，並探討三種方法之差異，同時檢核其是否符合規範所訂定之 1.5 倍設計基底剪力 V_d 以及規範所預期發揮的強度 $1.4\alpha_y V_d$ ，若符合則表示結構滿足強度，不符則需重新設計其斷面。

二、極限基底剪力之計算方法

本節將介紹三種計算極限基底剪力之方法，分別為勁度分配法、彈塑性比例法以及直接彎矩平衡法，其中勁度分配法及彈塑性比例法為業界常用之方法，而直接彎矩平衡法則為本文所提出。

2.1 勁度分配法

勁度分配法的計算原理為將梁端塑性彎矩以接頭上下之柱勁度分配給柱端來計算極限基底剪力。

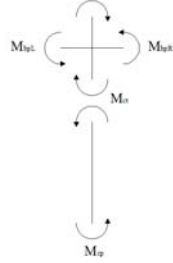
本研究針對現代建築作基底剪力分析，故假設接頭均符合強柱弱梁。勁度分配法對整體結構的基底剪力作分析，首先取一根一樓柱之一個方向(X 向或 Y 向)來做分析，因假設二樓接頭為強柱弱樑，故計算二樓接頭之梁端塑性彎矩 M_{bpL} 、 M_{bpR} ，如圖一(a)所示，接著計算一、二樓的勁度參數 E 、 I 、 H 得到柱勁度 EI/H ，勁度參數示於圖一(b)，並將塑性彎矩和 $M_{bpL}+M_{bpR}$ 以一樓及二樓的柱勁度將塑性彎矩和分配給一樓柱頂：

¹ 國家地震工程研究中心研究員 暨 國立臺灣大學土木工程系教授

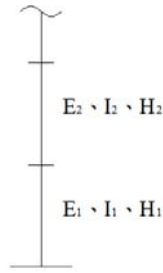
² 國立台灣大學土木工程系 研究生

³ 科建聯合工程顧問有限公司 工程師

$$M_{ct} = (M_{bpL} + M_{bpR}) \frac{\frac{E_1 I_1}{H_1}}{\frac{E_1 I_1}{H_1} + \frac{E_2 I_2}{H_2}} \quad (1)$$



圖一(a)：一樓及二樓接頭之自由體圖



圖一(b)：一樓及二樓之參數

(1)式中 M_{ct} 之下標 c、t 分別表 column 及 top，即一樓柱頂彎矩。 M_{bpL} 、 M_{bpR} 分別表示接頭左、右梁端塑性彎矩強度，其中塑性彎矩即拉力鋼筋以 $1.25f_y$ 計之，其餘計算過程同標稱彎矩 M_n ，E 表彈性模數，I 表斷面慣性矩，H 表柱淨高，而 E、I、H 之下標 1、2 分別表示一樓及二樓。且假設一樓樓地板為剛性，故一樓柱底假設為塑性彎矩 M_{cp} 。接著相加一樓柱頂彎矩 M_{ct} 及柱底彎矩 M_{cp} 並除以一樓柱淨高 H_1 得到一樓第 j 根柱線之極限剪力：

$$V_j = \frac{M_{cp} + M_{ct}}{H_1} \quad (2)$$

以此類推，計算一樓同方向之所有柱之極限剪力，最後相加各柱極限剪力 V_j 即得極限基底剪力 V_{bs} ：

$$V_{bs} = \sum_j V_j \quad (3)$$

2.2 彈塑性比例法

彈塑性比例法之計算原理為將接頭梁端之塑性彎矩與利用 ETABS 分析得到之

梁端彈性彎矩令為其接頭之放大係數，利用此放大係數放大柱端之彈性彎矩得到柱端之彎矩，並以此彎矩來計算柱之極限剪力。另外，本文旨在探討極限基底剪力，故僅列出彈塑性比例法中計算基底剪力部分。

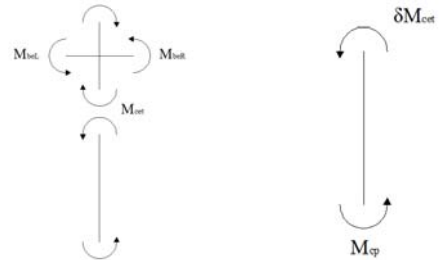
首先計算各接頭梁端之塑性彎矩 M_{bpL} 及 M_{bpR} ，接著利用 ETABS 作彈性分析，給予結構一水平地震力，得到梁端以及柱端之彈性彎矩 M_{beL} 、 M_{beR} 及 M_{cet} ，如圖二(a)所示。 M_{beL} 及 M_{beR} 分別表示接頭左、右梁端之彈性彎矩，下標 b、e、L 及 R 分別表 beam、earthquake、left 及 right，而 M_{cet} 表一樓柱柱頂之彈性彎矩，其下標 c、e 及 t 分別表 column、earthquake 及 top。並由 M_{bpL} 、 M_{bpR} 、 M_{beL} 、 M_{beR} 計算二樓接頭之放大係數 δ ：

$$\delta = \frac{M_{bpL} + M_{bpR}}{M_{beL} + M_{beR}} \quad (4)$$

並將二樓接頭放大係數 δ 乘以由彈性分析得到之一樓柱頂彈性彎矩 M_{cet} 得到一樓柱頂之彎矩 δM_{cet} ，另外假設一樓樓地板為剛性，令一樓柱底彎矩為塑性彎矩 M_{cp} ，如圖二(b)所示。接著相加一樓柱頂及柱底彎矩 δM_{cet} 、 M_{cp} ，並除以柱淨高 H_1 後得到一樓柱之極限剪力 V_j ：

$$V_j = \frac{\delta M_{cet} + M_{cp}}{H_1} \quad (5)$$

以此類推，計算一樓同方向之所有柱之極限剪力，最後相加各柱極限剪力 V_j 即得極限基底剪力 V_{bs} ，如式(3)所示。



(a)一樓及二樓接頭之自由體圖 (b)一樓自由體圖
自由體圖(彈性) (塑性)

圖二：彈塑性比例法之柱線示意圖

2.3 直接彎矩平衡法

此法係令基底剪力為 V_{bs} ，因樓版重及樓版質心至基底距離皆正比於水平橫力，且樓版質心不易求取，為簡化計算過程，將樓版質心至基底距離簡化為樓版版頂至基底距離，故各層橫力以各層樓版之樓版重乘以樓版頂至基底之距離為比重來分配結構之基底剪力 V_{bs} ，剪力 V_{bs} 表整體結構之基底剪力，由耐震規範[4]第 2.11 節式 (2-18) 規定地震力之豎向分配公式：

$$F_i = \frac{(V_{bs} - F_t) W_i h_i}{\sum_{k=2}^{RF} W_k h_k} + F_t \quad (6)$$

其分配係數可由(6)式推導得：

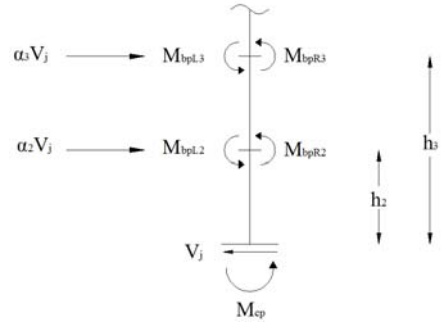
$$\alpha_i = \frac{F_i}{V_{bs}} = \frac{(1 - \frac{F_t}{V_{bs}}) W_i h_i}{\sum_{k=2}^{RF} W_k h_k} \quad (7)$$

(6)、(7)式中， i 表樓層編號， W_i 表第 i 層樓層重， h_i 表第 i 層樓版版頂至基底距離。另外，當 i 不為 RF 時， F_t 為零， F_t 為構造物頂層集中地震力，依耐震設計規範第 2.11 節式(2-17)規定：

$$F_t = \begin{cases} 0 & T < 0.7s \\ 0.07TV_{bs} & 0.7 < T < \frac{25}{7} \\ 0.25V_{bs} & \frac{25}{7} < T \end{cases} \quad (8)$$

(8)式中， T 表基本振動週期，可由耐震設計規範[4]2.6 節式(2-9)、(2-10)、(2-11)求得，將(8)式代入(6)、(7)式可將 V_{bs} 消去，此時分配係數(7)式變為常數。當分析一柱線之分離體如圖三所示，將該柱之基底剪力 V_j 以分配係數 α_i 分配至每層之水平衡力後，可列出各柱線分離體之水平向力平衡方程式：

$$\sum_{i=2}^{n+1} \alpha_i V_j = V_j \quad (9)$$



圖三：直接彎矩平衡法之柱線自由體圖

(9)式中， α_i 表該柱線第 i 層之分配係數， V_j 表柱線 j 之極限剪力，其有別於整體結構基底剪力 V_{bs} 。

另外各柱線之各樑柱接頭處有一彎矩 $M_{p,min,i}$ ，如圖三所示，其為計算直接彎矩平衡法時柱線第 i 層接頭之梁端彎矩，定義為該接頭處之梁端塑性彎矩強度和 $\sum M_{pb}$ 及柱端塑性彎矩強度和 $\sum M_{pc}$ 之較小值，即：

$$M_{p,min,i} = \min(\sum M_{bp,i}, \sum M_{cp,i}) \quad (10)$$

(10)式中， $\sum M_{bp,i}$ 表該柱線第 i 層接頭處之梁端塑性彎矩和， $\sum M_{cp,i}$ 表該柱線第 i 層接頭處之柱端塑性彎矩和。因本文為分析現代建築，故當分析一般樓層時，式(10)由 $\sum M_{bp,i}$ 控制，但當分析屋頂之樑柱接頭時，在邊柱部分可能將由 $\sum M_{cp,i}$ 控制，另假設一樓樓地板為剛性，破壞時為弱柱強梁，故令柱底彎矩為 M_{cp} 。

再由圖三列出對該柱線基底取彎矩平衡：

$$\alpha_2 V_j h_2 + \alpha_3 V_j h_3 + \cdots + \alpha_{n+1} V_j h_{n+1} = M_{p,min,2} + M_{p,min,3} + \cdots + M_{p,min,n+1} + M_{cp} \quad (11)$$

(11)式可化簡為：

$$V_j = \frac{\sum_{i=2}^{n+1} M_{p,min,i} + M_{cp}}{\sum_{i=2}^{n+1} \alpha_i h_i} \quad (12)$$

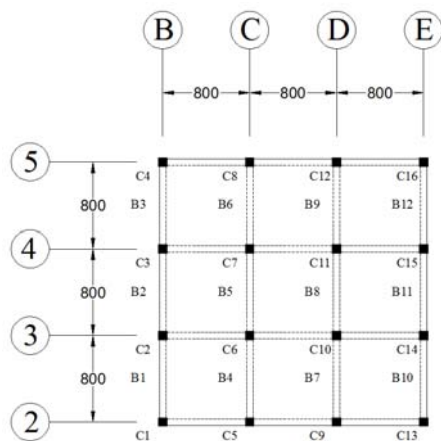
(12)式即為直接彎矩平衡法中廣義的單一柱線彎矩平衡方程式，其中 α_i 表第 i 層之分配係數， V_j 表第 j 根柱線之極限剪力， h_i 表第 i 層樓版版頂至基底距離， n 表

樓層數， M_{cp} 表柱塑性彎矩強度， $M_{p,min,i}$ 則如(10)式所述。以此類推，計算同一方向之所有柱線極限剪力 V_j 。最後，以式(3)將各柱極限剪力 V_j 相加即為一樓之極限基底剪力 V_{bs} 。

三、案例分析

本文以土木 404-100 書中之建物為範例進行極限基底剪力分析。

基地位於台中市中區，基地長寬各 60m，面積為 $3,600m^2$ ，建物設計為地下二層、地上十層及屋突二層，其二樓結構平面圖及梁柱編號如圖四所示，另外 X 向具剪力牆，而本文僅分析未含剪力牆之 Y 向。



圖四：二樓結構平面圖暨梁柱編號圖

三種方法所計算之 V_{bs} 分別為勁度分配法 1065.30 tf、彈塑性比例法 994.21 tf 及直接彎矩平衡法 965.27 tf。

由案例之分析結果發現，直接彎矩平衡法在梁端塑性彎矩的部分較柱底彎矩影響大，另外在勁度分配法及彈塑性比例法中在柱底塑性彎矩部分對柱線剪力 V_j 之影響較大。且三種方法之計算結果皆滿足極限狀態及規範規定。

四、結論與展望

由案例分析的結果驗證本文成功建立了直接彎矩平衡法，直接彎矩平衡法是在極限的狀態下得到其極限基底剪力，而勁度分配法與彈塑性比例法為由分析彈性狀

態延伸至極限狀態的方法。未來對於極限基底剪力之分析，將有多元之分析方法以供工程師參考。

參考文獻

1. 「新修正建築技術規則建築構造篇耐震設計條文及規範講習會」，內政部營建署，民國 85 年。
2. 「最新建築技術規則」，詹氏書局，民國 87 年 5 月。
3. 「混凝土工程設計規範之應用(土木 404-100)下冊」，財團法人中興工程顧問社，中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，2011 年 11 月。
4. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部營建署，民國 100 年 7 月 1 日。

鋼梁外包覆鋼筋混凝土型梁構件受力行為研究(II)

林敏郎¹ 翁元滔¹ 黃昭勳² 莊勝智³ 林志翰³ 李權峰⁴

摘要

本計畫針對鋼梁外包覆鋼筋混凝土型梁構件，研究鋼骨外覆之鋼筋混凝土對於構件斷面強度與韌性行為之影響。探討外覆鋼筋混凝土對於斷面彎矩強度貢獻情形與計算考量方式，以及鋼梁梁翼部份因考慮韌性提升而進行梁翼切削對此類構件之行為影響，本計畫共進行五組實尺寸 T 型梁柱接頭試體以進行反覆載重試驗研究。

關鍵詞：鋼梁外包混凝土型梁、韌性、防火被覆、梁翼切削

一、前言

傳統鋼結構因其須防火害之故，通常須進行如噴砂等防火被覆處理，但此類防火處理方式往往成本昂貴且常有害於施工者的健康，故近年來業界常以混凝土作為鋼梁構件的防火被覆材料，此類鋼梁外包覆混凝土型梁(以下簡稱 SC 梁)構件不但可降低防火被覆的費用、兼顧環保且施工快速，又甚適合與鋼筋混凝土外牆相連接，相較於純鋼梁或鋼筋混凝土梁構件，SC 梁因其較易控制其服務性之故，亦較適用梁跨度較長之建築結構，例如廠房結構等，但此類梁構件是否應考慮包覆混凝土之彎矩強度貢獻及其如何認定，且如何確保其有足夠韌性並使其具備有良好的韌性發展機制，仍有待進一步研討及驗證。其次，鑒於目前國內規範僅針對純鋼梁及鋼骨鋼筋混凝土梁之勁度與強度估算上有相關要求，但對 SC 梁並無正式規範，在工程設計實務上，一般均僅考慮 SC 梁之合成斷面之勁度，而在構件設計時，因為其梁主筋並未連接至柱，故彎矩強度僅計算其鋼梁部份，而其鋼筋混凝土部分之強度則不考慮，但另有結構設計師亦主張在構件設計時，除鋼梁強度外，雖然鋼筋的張

力強度不能考慮，但混凝土部份之壓力強度應可納入強度計算中，亦即應可考慮鋼筋混凝土部分之承壓強度對 SC 型梁構件強度之貢獻。為釐清上述不同看法之爭議，故亟待進行此一試驗研究以確定設計 SC 梁時混凝土部份之抗彎矩強度之認定方法。

表 1 五組試體設計參數表

Spec.	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
型鋼尺寸	BH750x400x12x36			BH750x400x12x32	
SC 梁斷面	無	900x600	950x600		
設計參數	切削	切削	切削	切削、擴翼	切削、腹板兩側不填充混凝土

二、試驗規劃與設計

本研究進行一系列共 5 組 T 型梁柱接頭結構試驗，利用梁承受一反覆載重下，模擬實際結構物在地震下引起之反覆作用力特性，觀察其梁柱接頭彎曲行為。並透過梁柱接頭相關結構細部不同配置，觀察梁柱接頭行為的變化，其實驗場之配置如圖 1。各試體設計參數如下所敘述及表 1

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立臺北科技大學土木系副教授

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國立臺北科技大學土木所碩士班研究生

所示，當中我們可以歸納出幾個變異參數
(1)鋼材翼板厚度、(2)外包混凝土尺寸、(3)
切削段澆置混凝土與否、(4)擴翼。

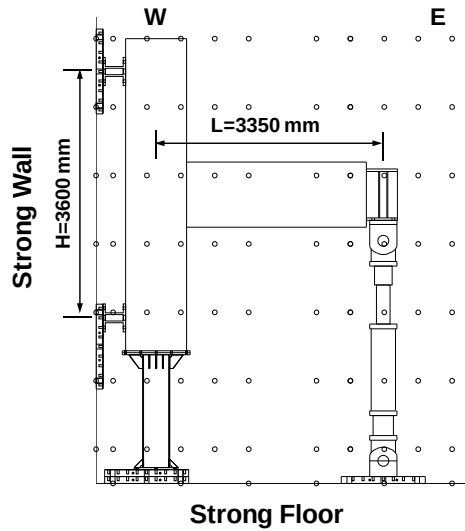


圖 1 實驗場配置圖

其中分別規劃了純鋼梁試體 SC1 做為對照組，另設計試體 SC2 及 SC3 為純鋼梁試體 SC1 外包覆混凝土型式，三組試體皆採同樣型式之切削，如圖 2 所示，其主要塑性區長度為 375mm(為鋼梁深度 750mm 之半)。其中試體 SC2 及試體 SC3 混凝土保護層厚度分別為 75mm、100mm，故其包覆後梁尺寸分別為 900x600、950x600，斷面如圖 3、圖 4 所示，而 SC1、SC2、SC3 三組試體皆使用 SN490B BH750x400x12x36mm 尺寸之型鋼；試體 SC4 則在切削段前加入擴翼的機制如圖 5，而試體 SC5 則是在切削段不填充混凝土改使用保麗龍取代，而包覆混凝土後梁尺寸同 SC3 為 950x600，另外 SC4 及 SC5 則使用 SN490B BH750x400x12x32mm 尺

寸之型鋼，其差異為翼板厚度部分由前三組試體 36mm 減少為 32mm，其目的為考量到實驗場油壓致動器之最大輸出容量。所測試五組試體之梁長皆為 3000mm，計至柱心長度則為 3350mm；五組試體之柱尺寸皆相同，柱長度均為 3600mm，使用之鋼材為 SN490B 700x700x28mm，包覆混凝土後之斷面尺寸為 900x900mm。

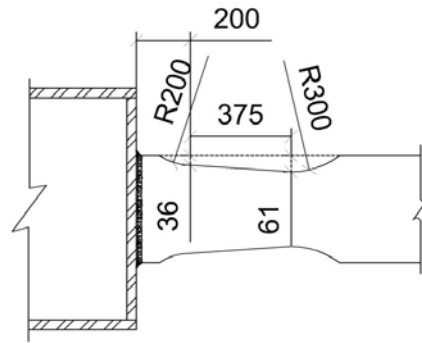


圖 2 鋼梁翼板切削細節

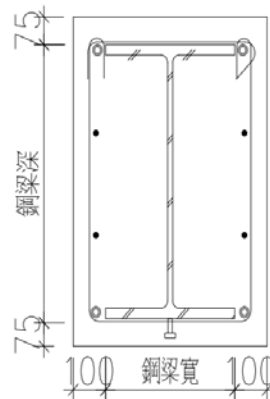


圖 3 SC2 斷面

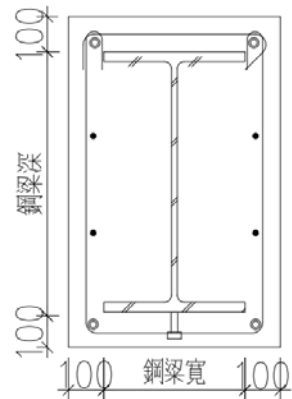


圖 4 SC3 斷面

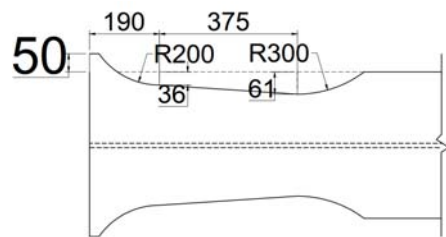


圖 5 SC4 切削加擴翼形式

三、試驗分析結果

經由實驗後得到五組試體之遲滯迴圈圖如圖 6，由實驗數據可計算出五組試體之強度、勁度、梁端總轉角及塑性轉角，其強度部份五組試體分別為 1600kN、1741 kN、1764 kN、1691 kN、1655 kN，

由 SC1 與 SC2、SC3 試體比較可知包覆混凝土後對強度提升為 8.8%及 10.3%如表 2 所示；而彈性勁度分別為 1393.9 kN/rad、1571.5 kN/rad、1600.4 kN/rad、1659.9 kN/rad、1563.3 kN/rad，由 SC1 與 SC2、SC3 試體比較後可知混凝土有提升勁度之效果，其勁度分別提升 13%及 19%如表 3 所示；而梁端總轉角及梁端塑性轉角則分別為 4.46%、3.99%、3.99%、4.99%、4.99%，經過分離後之塑性轉角分別為 3.36%、3.00%、3.00%、4.05%、4.02%如表 4，顯示鋼梁被混凝土包覆束制後仍符合台灣鋼結構設計規範所訂塑性轉角須大於 3%之規定。

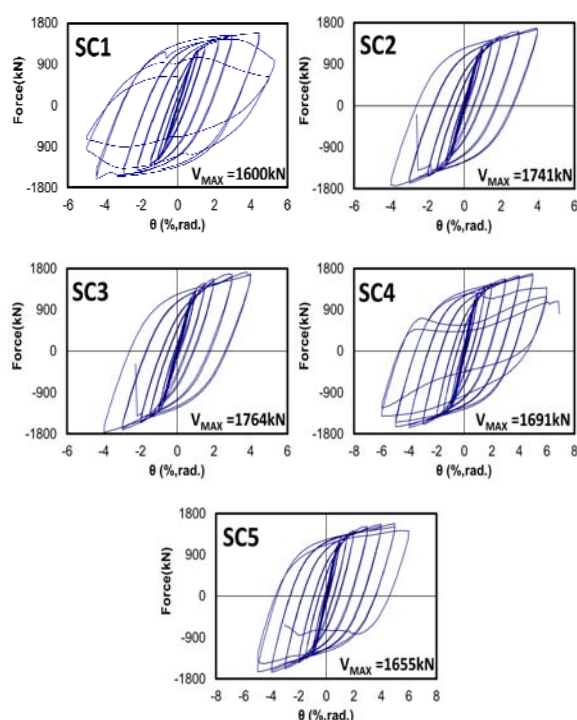


圖 6 五組試體遲滯迴圈圖

表 2 五組試體實驗強度比較表

Spec.	Vmax(kN)	
	+	-
SC1	1586	1600
SC2	1685	1741
SC3	1728	1764
SC4	1961	1660
SC5	1579	1655

實驗後的破壞情形，由破壞行為顯示，試體 SC1 之鋼梁行為符合預期在切削段產生變形，但包覆混凝土之試體 SC2 及 SC3 最終是在梁柱交接面的鋼梁翼板端部產生斷裂，此因鋼梁包覆混凝土後會束制了梁翼切削區段鋼梁的變形，導致試體 SC2 及 SC3 無法像試體 SC1 一樣在切削段產生明顯變形，導致破壞是在梁柱交接面；而擴翼試體 SC4 及切削段腹板兩側不填充混凝土的試體 SC5，其主要破壞則出現在翼板部分，明顯與 SC2、SC3 不同。



圖 7 反覆載重試驗後五組試體破壞情形

表 3 五組試體勁度比較表

Spec.	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
勁度 K(kN/rad)	1393.9	1571.5	1600.4	1659.9	1563.6
勁度百分比	100%	113%	115%	119%	112%

圖 7 為試體 SC1~SC5 在經過反覆載重

表 4 五組試體轉角比較表

Spec.	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
Θ (% rad.)	4.46	3.99	3.99	4.99	4.99
Θ_p (% rad.)	3.36	3.00	3.00	4.05	4.02

本研究對於 SC 梁斷面強度之計算，採用參考文獻[3]之簡化塑性應力分析法，其示意圖如圖 8 所示。

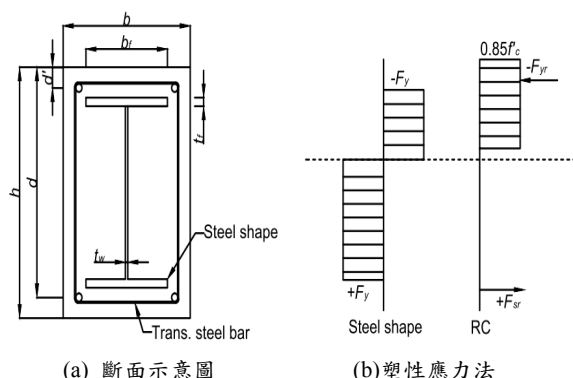


圖 8 SC 梁斷面強度計算方法示意圖

表 5 SC 梁斷面強度計算結果

Spec.	梁斷面塑性彎矩強度 M_p (tf-m)		實驗強度 (tf-m)	實驗強度與理論強度比
	純鋼骨	塑性應力法		
SC1	464	-	473	102%
SC2	-	506	514	102%
SC3	-	510	521	102%
SC4	-	553	500	90%
SC5	-	473	489	103%

依據上述方法計算本研究中試驗之 w 組試體梁斷面強度。於斷面強度計算時，鋼骨與混凝土之材料性質設定均參照材料試驗所得之真實材料強度數據，各試體之強度計算值與試驗強度比較如表 5 所示，其中試體 SC1、SC2、SC3 及 SC5 皆是實驗強度接近但略高於理論強度 2%，顯示採用之斷面強度計算方法可合理估

算 SC 梁斷面之強度，而試體 SC4 因除進行切削外又增加擴翼，因此試體試驗強度低於擴翼斷面之強度。

四、結論與展望

本研究主要探討 SC 梁構件之鋼筋配置細節與鋼柱接合型式對於斷面強度與韌性行為之影響，其中針對防火被覆混凝土對 SC 梁彎矩強度貢獻情形與計算考量方式，由實驗結果顯示五組試體之塑性轉角皆可達到臺灣設計規範之 3% 要求，故皆屬於合格接頭，SC 梁構件之斷面強度可用簡化塑性應力法進行計算。

參考文獻

1. 內政部，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範及解說」，營建雜誌社，中華民國九十三年六月。
2. 內政部，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構極限設計法規範及解說」，營建雜誌社，中華民國九十六年七月。
3. 陳生金，「鋼結構行為與設計」，科技圖書，中華民國九十八年。
4. 范晨緯，「含混凝土防火層鋼結構梁柱接頭之韌性」，台灣科技大學營建工程學研究所碩士論文，陳正誠教授指導，2009。
5. AISC. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL, 2005.

雙向平面不對稱建築中 黏滯性阻尼器的廣義最佳化配置方法

林瑞良¹ 裴孟進² 蔡克銓³

摘要

本研究的目的是提出一種簡易的方法以獲得在雙向平面不對稱建築中廣義的最佳化阻尼器配置。所採用的控制標的是使雙向平面不對稱建築在受到兩組單位衝擊地表加速度作用下，整體應變能的平均消散速率為最大。這個被稱之為平準化阻尼比的控制標的是建築結構與阻尼器所構成的整體系統的一種固有特性。本研究所提出的方法在工程實務上有兩個優點。第一，本研究所提出的方法不需要複雜的最佳化理論；第二，由於本研究所採用的控制標的不是結構的某一個受震反應，所以阻尼器配置的結果與輸入的地表加速度無關，因此所得到的最佳化阻尼器配置具有廣義的特性。

關鍵詞：平面不對稱建築，黏滯性阻尼器，最佳化阻尼器配置，受震反應歷時分析，控制標的，最佳化

一、前言

要如何有效配置黏滯性阻尼器是工程實務上一個經常必須面對的問題。這個問題可以從最佳化阻尼器配置的角度來處理，並且這個最佳化的工程問題還受限於可用的阻尼器數量或是不得超過特定的最大結構受震反應等條件的束制。已經有許多文獻探討有關黏滯性阻尼器在平面對稱或平面不對稱建築中的最佳化配置方法(Takewaki 1997, Lopez-Garcia 2001, Liu et al. 2005)。這些研究成果均對於推展阻尼器最佳化配置方法有著顯著的貢獻。Liu et al. (2005)進行了廣泛的文獻回顧與整理，指出阻尼器最佳化配置的結果會隨選用的最佳化指標不同而改變。Lopez-Garcia (2001)提出 simplified sequential search algorithm (SSSA)，此方法似乎是目前發表的相關文獻中最簡單的方法之一。依照 SSSA 的作法，設計者先將一個阻尼器放在結構受震反應最大的地方，以加了這個阻尼器的結構模型再次進行受震反應分析，再次找出結構受震反應最大的地方，以此作為下一個阻尼器的最佳擺放位置，依此類推，依

序完成全部阻尼器的配置。很明顯地，SSSA 所得到的最佳化配置結果與所施加的地震記錄有關。Takewaki (1997)提出將層間變位角的轉換函數在結構自然頻率下所對應的振幅最小化，以此方式來進行阻尼器的最佳化配置。由於轉換函數是一種結構本身的動力特性，是與輸入的地震特性無關，所以由 Takewaki (1997)所得到的阻尼器配置結果是不會因為選用的地震記錄不同而有所改變。由以上文獻可知一種不需要使用艱深的最佳化理論，並且不受地震特性影響的阻尼器最佳化配置方法，必定會受到工程界的歡迎與採用。

本研究的目的是提出一種簡易的方法以獲得在雙向平面不對稱建築中廣義的最佳化阻尼器配置。在此一簡易的方法中，不須使用複雜的最佳化理論與數學模型。為了達到廣義的最佳化配置，一個代表整體結構系統本身固有特性的參數將被選為控制標的。因此阻尼器配置最佳化的結果將與輸入的地表加速度無關。

二、以能量為基礎的方法

¹國家地震工程研究中心研究員

²國立台灣大學土木工程所研究生

³國立台灣大學土木工程系教授

當一個單自由度的振盪器受到一個單位衝擊力的作用，它的位移反應即是所謂的單位衝擊反應函數，標記為 $h(t)$ ：

$$h(t) = \frac{1}{m\omega_D} e^{-\xi\omega t} \sin(\omega_D t) \quad (1)$$

其中 m 、 ω 及 ξ 分別是單自由度振盪器的質量、頻率與阻尼比，並且 $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ 。單位衝擊反應函數是頻率反應函數的逆傅利葉轉換，是該振盪器的動力特性，與輸入的擾動無關。單自由度的應變能 E_s 如下：

$$E_s(t) = \frac{1}{2} kh(t)^2 = \frac{1}{2m(1-\xi^2)} e^{-2\xi\omega t} \sin^2(\omega_D t) \quad (2)$$

其中 k 是單自由度振盪器的勁度。所以，由式(2)可以得到單自由度振盪器的阻尼比 ξ 如下：

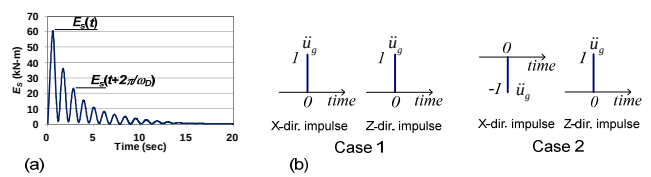
$$\xi \approx \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} = \frac{1}{4\pi} \ln \left(\frac{E_s(t)}{E_s\left(t + \frac{2\pi}{\omega_D}\right)} \right) \quad (3)$$

對於某個多自由度的建築結構，地震所輸入的總能量等於結構物的動能、阻尼能與吸收能三者之和。其中吸收能為結構的回復力對位移的積分，是由結構的彈性應變能與結構降伏消散的能量兩部分所構成。很清楚地，一個彈性建築結構的吸收能即是其彈性應變能 E_s ，等於 $(\mathbf{K}\mathbf{u})^T \mathbf{u}/2$ ，其中 $\mathbf{K}$ 與 $\mathbf{u}$ 分別是結構物的勁度與位移向量。但是對於一個多自由度的振盪器，以式(3)計算阻尼比時，還與選取應變能歷時中的哪一次往復振動作為考量的依據有關。這是因為高模態的振動通常有較大的阻尼比，因此會比低模態的振動較快衰減，並且衝擊力對結構物的影響會隨時間流逝而降低。所以，對於一個多層樓平面不對稱建築，採用其彈性應變能歷時中的第一個與第三個峰值(如圖一 a 中所標示)於式(3)的計算中。這第一個與第三個應變能歷時峰值代表結構物於第一次往復振動在同方向上的兩個最大的應變能值。並且，為了考慮雙向平面不對稱建築受雙向地震力作用，採用圖一 b 所表示的兩種地表衝擊加

速度的組合作為所施加的地表加速度歷時。第一種組合是一對同相位的單位衝擊地表加速度，分別作用於兩個水平方向上。第二種組合是一對 180° 錯位的單位衝擊地表加速度，分別作用於兩個水平方向上。假設在所有的歷史地震事件當中，兩個互相垂直的地表加速度分量中，同相位與 180° 錯位的衝擊地表加速度所發生的機率相同。於是，定義一個平面不對稱建築之應變能消散率的指標 I_E 如下：

$$I_E = \frac{1}{2} \left(\frac{\xi_1}{\sqrt{1-\xi_1^2}} + \frac{\xi_2}{\sqrt{1-\xi_2^2}} \right) \approx \frac{\xi_1 + \xi_2}{2} \quad (4)$$

其中 ξ_1 與 ξ_2 為依式(3)所計算出的在第一種與第二種地表衝擊加速度組合作用下的阻尼比值。並且，對於每一種地表衝擊加速度的組合，式(3)中 $E_s(t)$ 與 $E_s(t+2\pi/\omega_D)$ 代表建築物的第一個與第三個應變能歷時峰值。當 I_E 值愈大，表示結構物的阻尼系統愈能快速消散能量。所以，本研究提出的在雙向平面不對稱建築中廣義的最佳化阻尼器配置的控制標的是使 I_E 值最大化。值得一提的是指標 I_E 可以被視為一個具有額外阻尼的平面不對稱建築的平準化阻尼比(smeared damping ratio)。平準化阻尼比反應了受雙向地震力作用下，阻尼系統抑制平面不對稱建築振動的整體效果，包括阻尼器的多寡與配置情形，而不是某一個振態的阻尼比。



圖一 (a)一個彈性多層樓雙向平面不對稱建築受到雙向地表衝擊加速度作用下的應變能歷時(b)兩種地表衝擊加速度組合

本研究假設欲裝置的黏滯性阻尼器數量為 ND ，並且阻尼係數為已知。阻尼器配置最佳化的設計步驟如下：

步驟一：確認建築物中所有可能裝置阻尼器的位置。這些位置的數量為 NL 。

步驟二：設 $j = 1$ 。

步驟三：將第 j 個阻尼器裝置在已經裝置完 $j - 1$ 個阻尼器的建築物中的第 i 個可能的位置。因為有 NL 個可能裝置第 j 個阻尼器的位置，亦即 $i = 1$ 至 NL ，所以可以產生 NL 個具有不同第 j 個阻尼器位置的建築物。採用圖一 b 的兩種地表加速度組合，對這 NL 個建築物進行彈性歷時分析。

步驟四：對應於步驟三的 NL 個建築物，計算其 NL 個 I_E 值，並且標記為 $I_{E,ij}$ ，其中 $i = 1$ 至 NL 。下標 ij 表示該 I_E 值為第 j 個阻尼器在第 i 個可能的位置。

步驟五：在 NL 個 $I_{E,ij}$ 值中的最大值即為第 j 個阻尼器的最佳化位置。將第 j 個阻尼器裝置在該位置上。

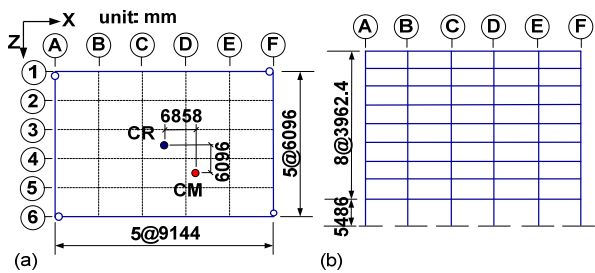
步驟六：設 $j = j + 1$ 。若 j 大於 ND ，即停止設計流程，否則重覆步驟三至六。

三、數值驗證

圖二為兩棟九層樓範例建築物的平面圖與立面圖。該建築是由修改 SAC 鋼研究計畫(Krawinkler 2000)中所採用位於洛杉磯的一棟九層樓對稱建築物而得。每一樓層均為剛性樓板，質量集中於質量中心(CM)。剛性中心(CR)則位於平面幾何中心。並且將質量中心移開幾何中心，使其產生 20%與 15%的 X 向與 Z 向的偏心距。圖二顯示構架 6 與構架 1 分別為 X 向的柔度側(FS)與勁度側(SS)。在 Z 向的柔度側與勁度側則分別是構架 F 與構架 A。這兩棟範例建築物的唯一差異是各個樓層的質量慣性矩，分別等於原對稱建築物的質量慣性矩的 1 倍與 2.5 倍。範例建築物中，質量慣性矩等於原對稱建築物的質量慣性矩者，稱為 TS 建築。另一棟範例建築物則稱為 TF 建築。採用第一與第二振態阻尼比等於 2%的雷利阻尼來代表建築物的固有阻尼。

本研究採用五組歷史地震記錄，為 SAC 鋼研究計畫中用於建築物座落於洛杉磯的 LA21 至 LA30。每一組地震記錄中的兩個地震分量分別作用於 X 向與 Z 向，並

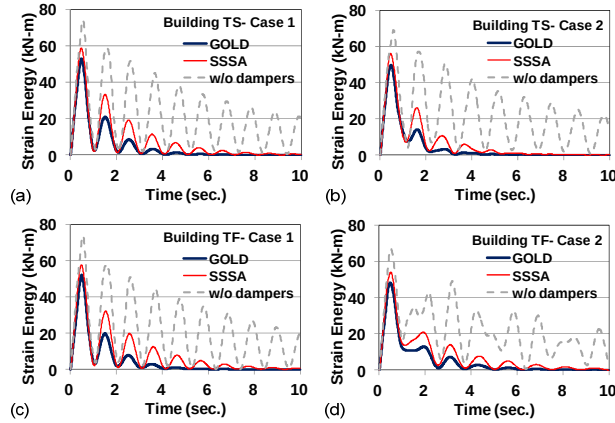
且考慮兩個地震分量互換及正負號反向的組合，因此本研究對於每一棟範例建築物均施加二十組的雙向地震力。



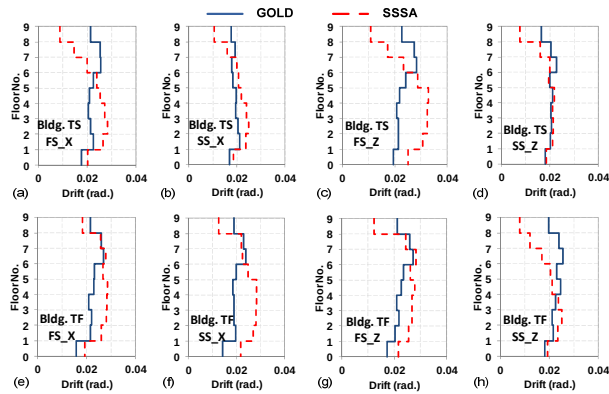
圖二 TS 建築與 TF 建築的(a)平面圖及(b)立面圖

計有十支線性黏滯性阻尼器要裝置在每一棟建築，阻尼器的阻尼係數為 5×10^4 kN×sec/m。由於每一樓層均為剛性樓板，因此有 36 處可能裝置阻尼器的位置。在此數值驗證例中，假設選取的位置不能重覆，亦即在每一個可能裝置阻尼器的位置上，最多只能有一支阻尼器。為了進行比較，本研究亦採用 SSSA 方法進行阻尼器配置最佳化設計。如同 Lopez-Garcia (2001) 所採用的控制標的，本研究採用最大層間速度作為 SSSA 方法的控制標的。當使用 SSSA 方法時，要如何考慮一組地震記錄，可以詳見 Lin et al. (2014)。在本研究中，稱這種能夠考慮一組地震記錄的 SSSA 方法為改良式 SSSA 方法。

由本研究所提出的設計方法所得到的阻尼器最佳化配置，稱之為 GOLD。GOLD 為 “The generalized optimal locations of dampers” 的縮寫。由 GOLD 與改良式 SSSA 所得到十支阻尼器在 TS 建築與 TF 建築中的最佳化配置情形詳見 Lin et al. (2014)。為了方便，改良式 SSSA 在各圖中標記為 SSSA。圖三為 TS 建築與 TF 建築在裝置十支線阻尼器後，受到兩種地表衝擊加速度組合(圖一 b)作用下的應變能歷時圖。圖三清楚顯示採用 GOLD 方法的範例建築物相較於採用改良式 SSSA 方法的範例建築物能夠更快達到靜止的狀態。換言之，TS 建築與 TF 建築採用 GOLD 方法配置十支阻尼器相較於採用改良式 SSSA 方法，能夠更有效率的消散應變能。



圖三 TS 建築於地表衝擊加速度(a)組合一及(b)組合二作用下的應變能歷時圖。TF 建築於地表衝擊加速度(a)組合一及(b)組合二作用下的應變能歷時圖。



圖四 TS 建築於(a)X 向柔度側、(b)X 向勁度側、(c)Z 向柔度側及(d)Z 向勁度側的平均最大層間位移角。TF 建築於(e)X 向柔度側、(f)X 向勁度側、(g)Z 向柔度側及(h)Z 向勁度側的平均最大層間位移角。

圖四為 TS 建築與 TF 建築在每一個樓層四個邊上的最大層間位移角。圖四中的水平座標軸代表的是範例建築物在二十組雙向地震作用下，所得到的二十個最大值的平均。圖四顯示，與採用改良式 SSSA 方法相比較，採用 GOLD 方法所得到的在四個樓層邊上的最大層間位移角沿著建築物高度方向上有較均勻的分布。並且除了 Z 向柔度側，由 GOLD 方法所得到的在一至六樓的平均最大層間位移角比改良式 SSSA 方法所得到的值小很多。相反地，由改良式 SSSA 方法所得到的七至九樓的平均最大層間位移角小於 GOLD 方法所得到的值。這個現象是由於改良式 SSSA 方法所

得到的阻尼器大多集中於上半樓層(Lin et al. 2014)。

四、結論

本研究提出了一種有效的設計方法以獲得在雙向平面不對稱建築中廣義的最佳化阻尼器配置。此方法是使結構物在受到兩組衝擊地表加速度作用下的總應變能的消散速率為最大。本研究所定義的總應變能的消散速率可視為是結構—阻尼器系統的平準化阻尼比，是該系統的一種固有特性，而非該系統的一個受震反應。由數值例證明本研究所提出的方法可以使範例建築物的應變能能夠儘快地被消散出去，也因此同時獲得較佳的受震表現。由本研究所提出的方法所得到的最佳化阻尼器配置具有廣義的特點，亦即並非針對某一組地震下的配置結果。並且，此方法簡易，適合於工程的應用。

參考文獻

1. Krawinkler, H. (2000), "State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking", *Report No. FEMA-355C*, SAC Joint Venture.
2. Lin, J.L., Bui, M.T., Tsai, K.C. (2014), "An Energy-Based Approach to the Generalized Optimal Locations of Viscous Dampers in Two-Way Asymmetrical Buildings", *Earthquake Spectra*, 30 (2): 867-889.
3. Liu, W., Tong, M., Lee, G.C. (2005), "Optimization methodology for damper configuration based on building performance indices", *Journal of Structural Engineering* (ASCE), 131(11): 1746-1756.
4. Lopez-Garcia, D. (2001), "A simple method for the design of optimal damper configurations in MDOF structures", *Earthquake Spectra*, 17: 387-398.
5. Takewaki, I. (1997), "Optimal damper placement for minimum transfer functions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 1113-1124.

容量震譜法於多層樓結構安全因子之探討

葉勇凱¹ 周德光²

摘要

目前國內工程界常用的耐震詳細評估程序，係基於容量震譜法的非線性側推分析，以評估所得之性能目標地表加速度與場址 475 年設計地震最大地表加速度比較，作為結構耐震能力是否足夠之依據。FEMA 440 顯示容量震譜法於相對短週期結構物的評估結果過於保守。本文即以五層樓及十層樓結構系統的非線性動力分析，探討容量震譜法隱含的安全因子，及安全因子與結構樓層數、構件遲滯消能及地震歷時特性的關係；針對本文結構模型，結果顯示於五層樓結構，容量震譜法之安全因子約為 3.09，於十層樓結構此安全因子約為 3.43，與構件遲滯消能的多寡較無關係，而與地震歷時特性有直接關係；雖然於高樓層結構，由於多模態的影響，基於單一模態的容量震譜法可能有較大的誤差，但於本文的十層樓結構，容量震譜法仍有相當高的安全因子。

關鍵詞：耐震詳細評估、非線性側推分析、容量震譜法、非線性動力分析

一、前言

由於地震工程研究及耐震設計規範的日新月異，既有老舊建築需要重新檢視其耐震能力，以確認是否需要拆除或補強。一般以耐震詳細評估程序來確認建物的耐震能力，目前最廣為使用的詳評方法即是運用非線性側推分析來求得建物結構的容量曲線，即建立結構基底剪力與屋頂位移的關係曲線，再依據建物的性能需求，設定性能點於容量曲線上，再尋求具有性能點之屋頂位移反應之設計地震，此性能目標地震以 475 年設計地震反應譜及地震歷時最大地表加速度來呈現；一般由容量曲線尋求性能目標地震的方法可分成兩大類，一是 ATC-40[1]的容量震譜法(Capacity Spectrum Method)，另一為 FEMA 356[2]的係數法(Coefficient Method)。

我國工程師常用的耐震詳細評估方法，計有國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估方法(推垮分析)」[3]又稱 TEASPA[4]，及台灣大學蔡益超教授團隊開發的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估

系統(SERCB)」[5]，此兩方法皆是基於 ATC-40 的容量震譜法。基於容量震譜法之側推分析為一模擬非線性動力分析屋頂位移的近似方法，FEMA 440[6]亦指出 ATC-40 的容量震譜法於週期小於 0.5 秒的單自由度系統過於保守，但對於較高週期的單自由度系統則不一定保守；由於容量震譜法已廣泛應用於我國的既有建物耐震評估補強程序，因此有必要探討容量震譜法隱含的安全因子，及安全因子與建物樓層數、構件遲滯消能及地震歷時特性的關係。

去年度已經由單自由度構架模型[7]，確認了容量震譜法於較短週期結構隱含有相當的安全因子，且此安全因子隨著結構週期降低而增加。本年度進一步探討結構樓層數對於此安全因子的影響，分析的結構模型計有五層樓與十層樓兩種。

本文採用國震中心技術手冊第三版[4]的建議，設定構件的彎矩非線性鉸，並以國內工程師常用的套裝軟體 ETABS 執行非線性側推分析，套裝軟體 PERFORM-3D 則用以檢核非線性側推分析及執行非線性

¹ 國家地震工程研究中心研究員

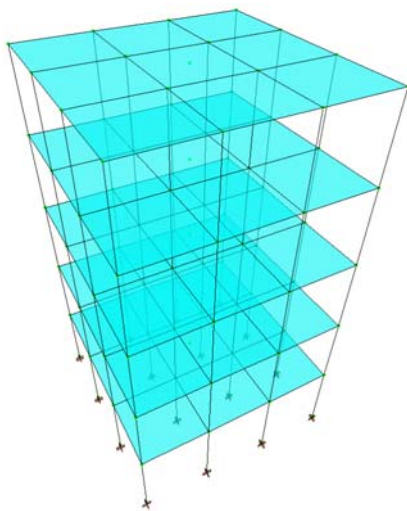
² 國家地震工程研究中心助理技術師

動力分析。

二、五層樓構架系統分析

如圖一所示之長 900 cm、寬 900 cm 及高 1650 cm 三跨五層樓構架，梁參考線皆設在上緣即樓版面，各樓層高為 330 cm，版厚度為 12 cm，梁斷面為 30*50 cm，柱斷面為 45*45 cm，ETABS 模型中梁柱交會區之剛性因子(rigid zone factor)設為 0.9，即接近全剛性，不設梁柱接頭區(connection panel zone)，相對於 PERFORM-3D 模型即接頭區勁度設為構件勁度的 10 倍。

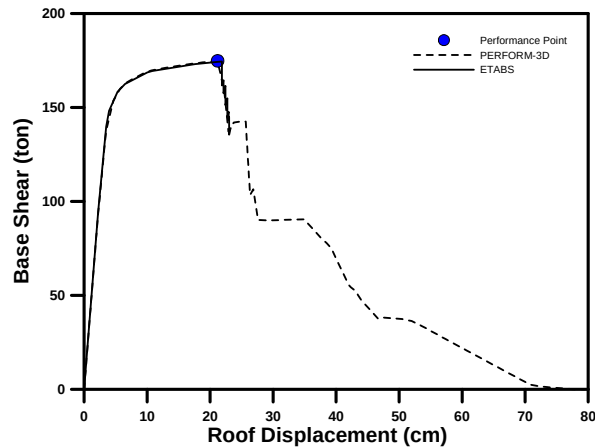
考慮模擬既有老舊建物，混凝土強度為 160 kgf/cm^2 ，主筋及箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm^2 ，各樓層樓板設為剛性樓板。結構垂直載重除了考慮各樓層質量的自重外，另考慮樓版均佈活載重 0.01 kgf/cm^2 ；依校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[4]設定分析模型，以 X 方向設為側推方向，於梁柱構件兩端設置彎矩非線性鉸。



圖一 三跨五層樓構架

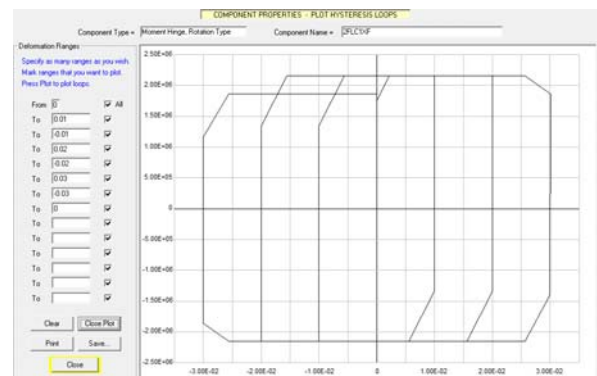
於側推分析程序中，在力量控制下先施載垂直載重，再於位移控制下施載 X 方向側推力，側推力施在樓層樓板質心位置，以主控模態設定側推力之豎向分配，記錄其基底剪力與屋頂位移之關係曲線即容量曲線如圖二所示；假設此結構場址位於台南市東區，所在地為第二類地盤；選定屋頂質心位移 21.2cm 作為性能目標，經由容量震譜法並設定阻尼修正因數為

0.33，可計算得性能目標地表加速度為 $0.469g$ ，此即表示若於台南市東區第二類地盤發生 PGA 為 $0.469g$ 的地震，此構架的屋頂位移評估為 21.2cm，而實際上地震的屋頂位移值應較小，前者與後者的比值即本報告探討的安全因子。



圖二 五層樓構架容量曲線

本文以兩種非線性鉸遲滯圈飽滿度為例，分別進行非線性動力分析，第一種非線性鉸之勁度不隨著迴圈增加而衰減，消能行為較佳，彎矩與轉角關係曲線非常飽滿如同鋼構材之表現，其非線性鉸遲滯圈如圖三所示；第二種非線性鉸之勁度隨著迴圈增加而衰減，設定衰減後迴圈面積為原來面積之 0.3 倍，消能行為較差，彎矩與轉角關係曲線不飽滿如同一般非韌性配筋 RC 構材之表現，其非線性鉸遲滯圈如圖四所示。



圖三 勁度不衰減非線性鉸之遲滯迴圈

動力分析的輸入地震則由中央氣象局的測站紀錄資料庫，選取位於第二類地盤的測站，震度 6 級以上之較大地震，採用其中的 20 筆地震紀錄，地震的 PGA 介於

COMPONENT PROPERTIES - PLOT HYSTERESIS LOOPS

Component Type = Moment Hinge, Rotation Type = Component Name = J1LC19

Deformation Ranges

Specify as many ranges as you wish.
 Mark ranges that you want to plot.
 Press Plot to plot loops.

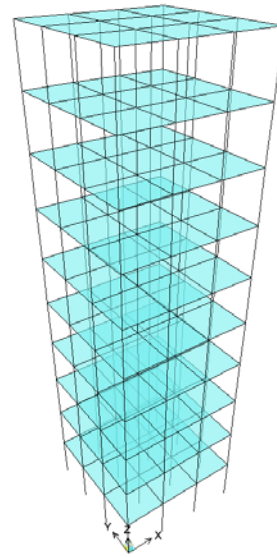
From	To	Plot
0.01	0.01	☒
0.01	0.01	☒
0.02	0.02	☒
0.02	0.02	☒
0.03	0.03	☒
0.03	0.03	☒
0.04	0.04	☒
0.04	0.04	☒
0.05	0.05	☒
0.05	0.05	☒
0.06	0.06	☒
0.06	0.06	☒
0.07	0.07	☒
0.07	0.07	☒
0.08	0.08	☒
0.08	0.08	☒
0.09	0.09	☒
0.09	0.09	☒
0.10	0.10	☒
0.10	0.10	☒

Clear

Print

將選定的 20 筆地震紀錄調整各自的最大地表加速度(PGA)至側推分析所得之性能目標地表加速度 0.469g，此值對應目標屋頂位移 21.2cm；在施加垂直載重後，分別進行 20 次非線性動力分析；如表一所示為目標屋頂位移與分析所得的屋頂位移之比值統計，遲滯勁度沒衰減(No Degradation)的模型其平均值為 3.4，即為其隱含之安全因子；遲滯勁度衰減(Degradation)的模型其平均值為 3.09，略低於遲滯勁度沒衰減的模型。

如圖六所示，本文亦以一個平面雙向皆三跨的十層樓構架作為分析標的，探討容量震譜法隱含的安全因子與樓層數的關係。



將選定的 20 筆地震紀錄調整各自的最大地表加速度(PGA)至側推分析所得之性能目標地表加速度 0.420g，此值對應目標屋頂位移 29.1cm；在施加垂直載重後，分別進行 20 次非線性動力分析；如表二所示為目標屋頂位移與分析所得的屋頂位移之比值統計，遲滯勁度沒衰減的模型其平均值為 3.53；遲滯勁度衰減的模型其平均值為 3.43，相當接近於遲滯勁度沒衰減的模型。

Earthquake	Disp. Ratio (No Degradation)	Disp. Ratio (Degradation)
1	3.13	3.10
2	2.76	1.66
3	1.96	1.92
4	2.94	2.38
5	6.46	6.46
6	4.23	3.77
7	3.08	2.90
8	4.26	4.26
9	1.78	1.31
10	2.09	1.50
11	2.49	2.16
12	3.23	2.99
13	3.98	3.43
14	4.63	4.59
15	3.80	3.80
16	4.20	3.81
17	2.22	1.77
18	5.06	5.06
19	2.55	2.53
20	3.17	2.49
AVE	3.40	3.09
STD	1.18	1.33

表二 十層樓動力分析之屋頂位移統計

Earthquake	Disp. Ratio (No Degradation)	Disp. Ratio (Degradation)
1	3.53	3.53
2	2.21	2.10
3	2.10	2.06
4	2.01	1.88
5	8.20	8.08
6	3.65	3.65
7	4.81	4.46
8	4.30	4.30
9	1.45	1.37
10	2.02	1.42
11	2.08	1.93
12	3.74	3.70
13	6.64	6.71
14	4.34	4.34
15	3.02	3.02
16	3.00	2.95
17	2.18	2.34
18	4.97	4.97
19	2.41	2.41
20	3.90	3.29
AVE	3.53	3.43
STD	1.70	1.73

五、結論

本文針對五層樓結構(週期 0.510sec)與十層樓結構(週期 0.741sec)，進行了 20 筆中大地震歷時的非線性動力分析；在結構模型上，變換兩種非線性鉸性質，遲滯圈飽滿的第一種非線性鉸及遲滯圈不飽滿的第二種非線性鉸；分析結果顯示以下結論：

1. 雖然 FEMA440 報告顯示對於週期大於 0.5 秒的結構，容量震譜法並不一定會高估屋頂位移，但對於本研究之五層樓結構(週期 0.510sec)與十層樓結構(週期 0.741sec)，容量震譜法評估結果仍相當保守，針對第二種非線性鉸，於五層樓結構容量震譜法隱含的安全因子為 3.09，而於十層樓結構容量震譜法隱含的安全因子為 3.43。
2. 由於性能目標地震反應不夠大，反應集中在彈性勁度的振動，沒有完整的遲滯圈表現，顯示結構之遲滯行為與屋頂最大位移值關係不大，容量震譜法針對遲滯圈不完美之阻尼修正係數過於保守。
3. 由非線性動力分析結果，觀察到輸入地

震之反應譜於結構主要週期處之反應譜值與屋頂最大位移有正相關之關係，顯示非線性反應仍與結構的主要彈性週期有相當重要之關係。

4. 五層樓結構以主控模態分配靜力分析的樓層側力與動力分析的樓層剪力分佈大致相近，其側推分析之容量曲線可模擬動力分析之基底剪力與屋頂位移的遲滯曲線包絡線。
5. 十層樓結構以主控模態分配靜力分析的樓層側力與動力分析的樓層剪力分佈已有明顯差異，表示對於較高樓層結構，其高模態對於動力分析的樓層剪力分佈已有影響，這是單一模態靜力側推分析無法模擬的，其側推分析之容量曲線不能模擬動力分析之基底剪力與屋頂位移的遲滯曲線包絡線；雖然於十層樓結構，靜力側推分析與動力分析有較大的差異，但於容量震譜法評估樓層之屋頂位移或最大層間變位比，仍有相當大的安全因子。

參考文獻

1. Applied Technology Council (ATC), ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, prepared by the Applied Technology Council, Redwood City, Calif., 1996.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 356), prepared by the American Society of Civil Engineers, Washington, D.C., 2000.
3. Federal Emergency Management Agency (FEMA), FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2005.

校舍建築以開口鋼筋混凝土牆補強之試驗研究

鍾立來^{1,4} 張庭瑜² 曾建創³ 黃世建⁴ 葉勇凱¹ 邱聰智³

翁樸文³ 沈文成³ 涂耀賢⁵ 周德光³ 王郁傑²

摘要

關於既有校舍結構耐震能力評估與補強，國家地震工程研究中心所出版的「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」已提供擴柱補強、翼牆補強、剪力牆補強及複合柱補強等四種經濟有效，且有經由試驗驗證的補強方法。本研究規劃了開口 RC 牆的補強試體來進行試驗研究，實驗結果顯示，大開口 RC 牆補強試體，可提昇約 4 倍的側向強度、提昇至少 13 倍的勁度，且測試層間變位角可達 2 %，表示開口鋼筋混凝土牆補強可直接應用在校舍等低矮型建築物上。

關鍵詞：開口鋼筋混凝土補強、既有校舍結構補強、試驗研究

一、前言

國家地震工程研究中心於 103 年度規劃了一系列開口鋼筋混凝土牆的補強試體來進行試驗研究，為考量校舍建築的實際使用情形，以大面積開口為原則，藉此達到校舍建物採光及通風之使用需求，且可有效提昇補強後的耐震能力。而在工程實務上，對於此類有開口之鋼筋混凝土牆，仍無一套可靠的開口 RC 牆補強耐震評估方式，本研究的試驗結果有利於未來發展一套可靠的耐震評估模型。有鑑於目前國內只完成既有開口鋼梁混凝土牆的試驗[1-4]，無法確保新舊混凝土介面的植筋效果，藉此試驗來驗證植筋及補強成效。

二、試體規劃

本研究共規劃三組試體，其中包含了一座用以比較補強前後差異之空構架，及大面積開門和開窗之試體各一座。試體採單層單跨設計，柱淨跨度為 300 cm、柱淨高為 300 cm、沿水平施力方向柱深 30 cm

及垂直施力方向柱寬 50 cm。為確實模擬既有校舍之現況，混凝土設計抗壓強度均採用 160 kgf/cm^2 、主筋(#6、#7)之降伏強度採用 4200 kgf/cm^2 之設計降伏強度，箍筋(#3)之設計降伏強度採 2800 kgf/cm^2 。補強試體材料強度部分，混凝土抗壓強度採 280 kgf/cm^2 、牆筋(#3)及植筋(#3)之降伏強度採 2800 kgf/cm^2 。實際材料強度，可參考表一所示。

補強試體的開口尺寸及配置細節如圖一所示。FSW-19 試體開窗尺寸為 $190 \text{ cm} \times 150 \text{ cm}$ ，開窗位置距離基礎頂面 95 cm、梁底面 55 cm、兩端柱 55 cm。FSD-19 試體，開門尺寸為 $190 \text{ cm} \times 205 \text{ cm}$ ，開門位置距離梁底面 95 cm、兩端柱 55 cm。

本試驗試體柱配筋形式以校舍手冊三版[5]示範例之柱配筋形式配置，主筋採四周配置 4 根#7 鋼筋，其餘配置 8 根#6 鋼筋。為模擬既有校舍非韌性配筋，箍筋採#3 間距 25 cm、90 度非耐震彎鉤配置。而補強牆筋及植筋部份，皆採用雙層#3 間距 20 cm 配置，其中植筋部份，必須先將柱、梁及

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣大學土木工程學系研究生

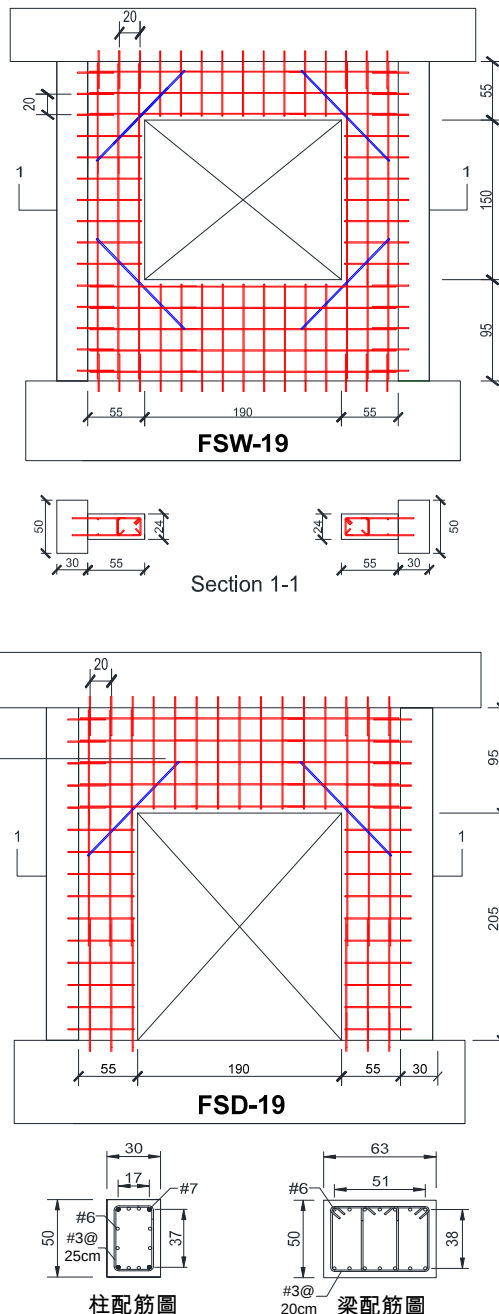
³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國立台灣大學土木工程學系教授

⁵ 德霖技術學院營建科技系副教授

基礎與欲補強牆面接觸範圍的混凝土保護層打除，再植入#3 鋼筋，其植入深度為 10 cm。

斜向角隅鋼筋配置的部分，本實驗參考業界採用比牆筋大一號的習慣，角隅鋼筋採用雙排#4 總長 120 cm、傾斜 45 度角配置。垂直向鋼筋、水平向鋼筋、斜向鋼筋與開口邊緣最小距離均為 5 cm。



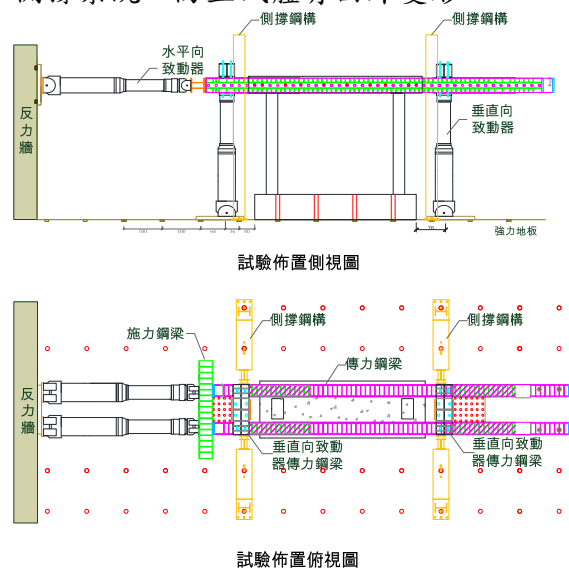
圖一 試體尺寸及補強牆筋配筋圖

表一 試體規劃表

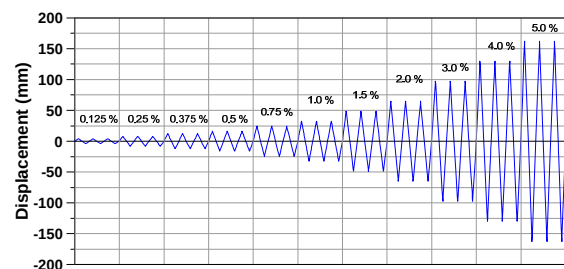
試體編號	FS	FSW-19	FSD-19
補強型式		開窗	開門
開口大小 (寬 x 高)(cm)		190x150	190x205
混凝土強度 f_c (MPa)	基礎	9.87	10.24
	柱、梁	18.72	18.07
	補強牆	34.25	31.17
RC 構架鋼筋 降伏強度 f_y (MPa)	#3	301.90	
	#6	469.00	
	#7	421.20	
補強鋼筋降伏 強度 f_y (MPa)	#3	369.20	
	#4	493.70	

三、試驗佈置

本試驗佈置可參考圖二所示，進行水平向反覆載重測試，加載歷程如圖三所示，以外部LVDT讀取梁端部位移值，作為位移控制之依據。而垂直向部份，於試體左右兩側各配置一支油壓致動器，用來模擬試體承受70噸垂直載重。此外，為了確保試體在面內平面上變形，試體兩側部置側撐系統，防止試體有面外變形。



圖二 試驗佈置圖



圖三 側力加載歷時圖

四、試驗結果與討論

4.1 各試體主要破壞情形

FS 空構架試體，在試驗達層間位移角 (Drift Ratio, DR) 2 % 之前，大多為撓曲裂縫，DR = 2 % 時開始有 45 度角的剪力裂縫產生，DR = 4 % 時裂縫明顯產生於柱兩端，DR = 5 % 於 +2 迴圈時，右柱柱頂產生明顯剪力裂縫，進行至 -2 迴圈時，右柱柱頂嚴重損壞而喪失垂直承載能力。

FSW-19 開窗補強試體，DR = 0.125 % 時，於開窗四個角隅處已有應力集中的裂縫產生，至 DR = 1.5 % 時開口右側產生明顯的剪力裂縫，至 DR = 2 % 時開口左側亦產生明顯的剪力裂縫。

FSD-19 開門補強試體，DR = 0.125 % 時，同樣於開窗四個角隅處有應力集中的裂縫產生，至 DR = 1.5 % 時開口左側產生明顯的剪力裂縫，至 DR = 2 % 時開口右側亦產生明顯的剪力裂縫。

4.2 各試體遲滯迴圈及包絡線圖

由圖五各試體遲滯迴圈可知，FS 試體於 DR = 3 % 時達最大側力，至 DR = 5 % 第二迴圈之前，側力無明顯衰減；FSW-19 試體於 DR = 1 % 時達最大側力，至 DR = 2 % 時側力約衰減至最大側力之 40 %；而 FSD-19 試體於 DR = 1.3 % 時達最大側力，至 DR = 2 % 時側力約衰減至最大側力之 50 %，最後破壞發生於 DR = 2.7 % 時。

開門試體 FSD-19，開口較大且左右兩側構材較高，由圖六各試體的包絡線比較圖可知，勁度及最大側力皆比開窗試體 FSW-19 小，但最大側力所對應的位移則可稍微提昇。

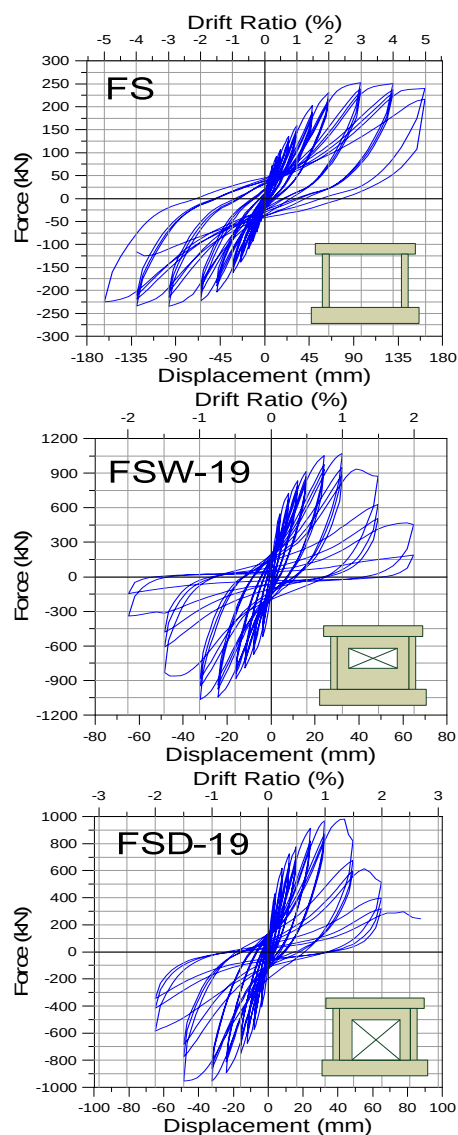
4.3 各試體強度、勁度、韌性比較

將各試體試驗的側力-位移包絡線轉成等效完美彈塑性曲線，以方便比較各試體的強度、勁度及韌性。首先取 0.7 倍的最大側力點來求得彈性段的勁度，再藉由等效側力-位移包圍面積及衰減至 80 % 側力強度的極限點，這兩個條件來決定彈塑性曲線中的強度及韌性，如此可明確求得各

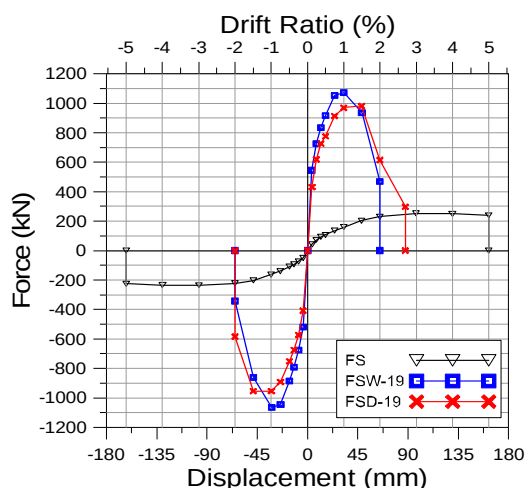
試體的彈塑性曲線，如圖七所示。表二可顯示開口 RC 牆補強後的試體，強度約可增加約 4 倍，而勁度更可增加至少 13 倍。



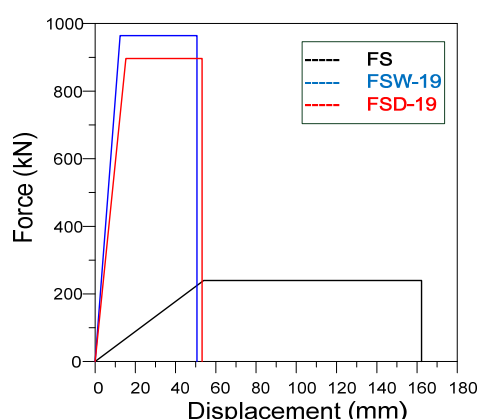
圖四 試體主要破壞情形



圖五 試體遲滯迴圈圖



圖六 試體包絡線比較圖



圖七 試體彈塑性比較圖

表二 試體強度、勁度、韌性比較

	FS	FSW-19	FSD-19
強度 (kN)	239.50	964.11	896.29
補強前後強度倍率	1	4.03	3.74
勁度 k (kN/cm ²)	4.44	77.79	58.62
補強前後勁度倍率	1	17.62	13.29
韌性比 R	3.01	4.08	3.48
補強前後韌性比倍率	1	1.36	1.16

五、結論與展望

本研究完一座空構架試體，及大面積開門和開窗之試體各一座。根據目前之試驗結果可初步歸納以下結論：

1. 國內過去的研究，尚未針對開口 RC 牆補強進行試驗研究，無法確認新舊混凝土介面的植筋效果，由本試驗觀察，並無明顯發生於新舊混凝土介面的破壞，

表示採用本研究的植筋工法、植筋間距及深度，即可有效地發揮補強功效。

2. 由試驗結果顯示，開口 RC 牆補強試驗，其試驗最大層間位移角 Drift Ratio 至少可達 2 %，表示適合用於強度及勁度補強為主的低矮型建築物上。
3. 本研究採用大面積開口 RC 牆補強，在滿足校舍建築物採光及通風之使用需求下，亦能大幅增加補強後的勁度及強度，來提昇耐震能力。
4. 斜向角隅鋼筋部分，參考業界採用比牆筋大一號的習慣，採用雙排#4 鋼筋配置，觀察 FSD-19 試體實驗結果可知，開口右上角所發生的角隅裂縫並未受到抑制，而延伸形成主要破壞裂縫，因此本研究建議斜向角隅鋼筋應符合規範至少為#5 鋼筋的規定。

參考文獻

1. 許茂雄，「無邊界柱開口鋼筋混凝土剪力牆之耐震行為」，國科會防災科技研究報告，No. 79-01，民國 79 年。
2. 許茂雄，「開口鋼筋混凝土剪力牆之耐震試驗與分析」，國科會防災科技研究報告，No. 80-04，民國 80 年。
3. 黃世建、陳力平、陳俊宏，「含開口 RC 牆非韌性構架之耐震行為研究」，NCREE，報告編號 NCREE-03-010，民國 92 年。
4. 歐昱辰等，「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」，內政部建築研究所委託研究報告，民國 102 年。
5. 國家地震工程研究中心，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊-第三版」，NCREE，民國 102 年。

既有鋼筋混凝土結構應用直接接合型 鋼框架斜撐補強工法之研究

蕭輔沛¹ 褚有倫² 黃昭勳³

摘要

既有鋼筋混凝土(RC)結構應用鋼斜撐進行補強，具有可增加強度與韌性、施工快速與勁度適中等優點。對於學校、醫院、集合住宅與商業大樓等類型建築物之耐震補強，具有高度應用價值。惟現有鋼斜撐補強工法，往往因鋼材料強度高於 RC 材料，易因鋼構件接合既有 RC 邊柱，導致 RC 邊柱易受損壞，進而影響整體結構豎向承載力。本研究旨在探討鋼斜撐補強，並發展性能評估方法，滿足工程界進行鋼斜撐分析設計之需求。

關鍵詞：鋼筋混凝土結構、補強工法、鋼斜撐、化學錨栓

一、前言

近年來世界各地發生的地震災害此起彼落，帶給人們的衝擊和損失也愈來愈嚴重，同樣位處於環太平洋地震帶的臺灣，由於地震的頻繁而造成了許多建築物的損害，因此如何補強及修補既有 RC 建築物則成為了非常重要的課題。

國內近年來積極得對既有校舍建築物進行耐震能力評估與補強的工作，但現階段的補強工法，大多數屬於翼牆補強、RC 剪力牆補強或者是擴柱補強等一些傳統的補強工法，固然這些補強工法所補強的效果相當不錯，但是針對一些空間及環境受限制的建築物，如醫院、商業大樓及辦公大樓等，就較不適用，像是醫院因為空間的使用上非常嚴謹，不能因為需要補強施工就停止運作，且因為傳統補強工法都需要大量的植筋，會對環境產生嚴重的粉塵及噪音污染，因此這些補強工法在使用上是相當有限的；鋼框架斜撐補強工法具有可工廠預鑄、組裝快速與施工環境清潔等特性，改善了其他傳統工法在空間與環境受限制時所產生的施工問題。

本研究將對鋼框架斜撐補強工法，進

行一系列的分析與討論，鋼框架斜撐與既有之 RC 建築物屬於兩種不同的材質，必須要有良好接合才能達到鋼骨斜撐傳遞力量之效果，透過不同的補強與接合型式，嘗試瞭解不同介面接合型式所產生之受力行為，探討何者較能有效提升強度。

二、鋼框架斜撐補強試驗

本節主要在介紹鋼框架斜撐補強試驗之試驗結果，本實驗主要在國家地震工程研究中心實驗室進行試驗。

2.1 鋼框架斜撐補強試驗介紹

(1) 補強構架 CPFX

本補強試體設計為鋼框架含 X 形斜撐補強，補強構件包含鋼框架及鋼骨斜撐，鋼框架與鋼骨斜撐材料皆選用 ASTM A36，標稱降伏強度為 252 MPa，斷面皆為 H 型鋼，尺寸為 $H150 \times 150 \times 7 \times 10$ ，總斷面積 A_g 為 3960 mm^2 ，補強試體如圖 1。

(2) 補強構架 DPFx

本補強試體設計為 X 形鋼斜撐補強，補強構件包含鋼骨斜撐、槽接式隅板及 L 型端板，鋼骨斜撐材料選用 ASTM A36，

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立臺灣科技大學土木與防災研究所碩士

³ 國立臺灣科技大學土木與防災研究所副教授

標稱降伏強度為 252 MPa，斷面選用 H 型鋼，尺寸為 $H150 \times 75 \times 5 \times 7$ ，其斷面積為 1780 mm^2 ，槽接式隅板與 L 型基板材料選用 ASTM A572 GR50，標稱降伏強度為 345 MPa，補強試體如圖 2。

2.2 鋼框架斜撐補強試驗結果

(1) 補強構架 CPFX

補強構架 CPFX 最大強度 (P_{max}) 約 1435 kN，發生在正向 Drift ratio=3.0% 的時候，與原構架比較強度提升大約 4.2 倍。此補強試體于鋼框架於介面松脫後之滾動行為，能使其強度及勁度繼續發揮，增強試體之韌性，但滾動行為會逐漸產生樑柱接頭剪力破壞的情形，導致最後試體強度之下降補強構架之載重-位移遲滯迴圈如圖 3。

(2) 補強構架 DPFX

補強構架 DPFX 最大強度 (P_{max}) 約 931 kN，發生在正向 Drift ratio=1.5% 的時候，與原構架比較強度提升大約 2.8 倍。由觀察可發現，L 型基板對邊界構材的束制使其產生明顯之剪力裂縫，最終導致混凝土破壞，試體強度迅速下降，補強構架之載重-位移遲滯迴圈如圖 4。

三、試驗模擬與案例分析

本節主要利用結構分析軟體針對本試驗之試體進行分析擬合，並將本試驗之補強工法應用於既有校舍結構物探討其補強之效益。

3.1 試驗結果模擬

本實驗補強試體 DPFX 為鋼斜撐補強，其鋼骨斜撐尺寸為 $15 \times 7.5 \times 0.5 \times 0.7 \text{ cm}$ 的 H 型鋼，模擬時鋼斜撐塑角定義為 ETABS 內建之軸力塑角 P，其模型如圖 5。

參考本文之實驗結果得到補強構架 DPFX 最大強度為 $94 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，而 ETABS 模擬之補強構架 DPFX 容量曲線為 $70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ，圖 6 為補強構架 DPFX 實驗與模擬之容量曲線比較圖。

3.2 補強案例分析

本節引用一校舍結構為案例，案例校舍為地上三層之鋼筋混凝土建築物，圖 7 為此案例之 3D 模型圖。

搭配校舍結構耐震評估與補強技術手冊中之非線性靜力側推分析方法及耐震能力評估方法進行模擬及計算，可得案例校舍結構物沿走廊方向最大側力強度分析值 $V_{max} = 433.5 \text{ tf}$ ，對應于最大側力強度之性能目標地表加速度 $A_p = 0.214g$ ，而案例校舍之耐震能力需求 $A_T = 0.4 \times S_{DS} = 0.4 \times 0.7 = 0.28g$ ，由此可得知該建築物耐震能力不足，須進行補強工程，其性能曲線如圖 8。

經計算後採用 6 座鋼斜撐補強 DPFX，案例校舍結構物進行鋼斜撐補強後之最大側力強度分析值 $V_{max} = 682.9 \text{ tf}$ ，對應于最大側力強度之性能目標地表加速度為 $A_p = 0.306g$ ，大於本案例校舍之耐震能力需求 $A_T = 0.28g$ ，案例校舍從原本容量曲線 433503 kgf 提升至 682956 kgf，耐震能力從原本 0.214g 提升至 0.306g，有明顯效果，補強後之模型圖及性能曲線圖如圖 9、圖 10 及圖 11。

四、結論與展望

綜合本試驗結果，利用鋼斜撐補強的非韌性 RC 構架，其最大側向力皆有明顯的提升，表示以鋼斜撐進行補強，能達到有效的補強效果。

鋼斜撐與 RC 構架間之接合方式影響整體構架強度、勁度以及韌性甚巨，化學錨栓接合能有效以剪力摩擦形式傳遞力量，使得補強構件與 RC 構架間能有良好的黏合。

整體而言，鋼斜撐補強能有效提升既有鋼筋混凝土建物最大基底剪力及性能目標地表加速度，達到耐震能力補強的目標。

參考文獻

1. 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，柴駿甫，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，

楊耀升，黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心報告，編號：NCREE-08-023，臺北，2008。

2. 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀升，塗耀賢，柴駿甫，黃世建，孫啟祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，編號：NCREE-09-023，臺北，2009。

3. 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，柴駿甫，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀升，黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心報告，編號：NCREE-08-023，臺北，2008。

4. 內政部營建署編輯委員會，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-(二)鋼結構極限設計規範及解說」，內政部營建署，民國100年6月。



圖 1 補強試體 CPFX 試體圖

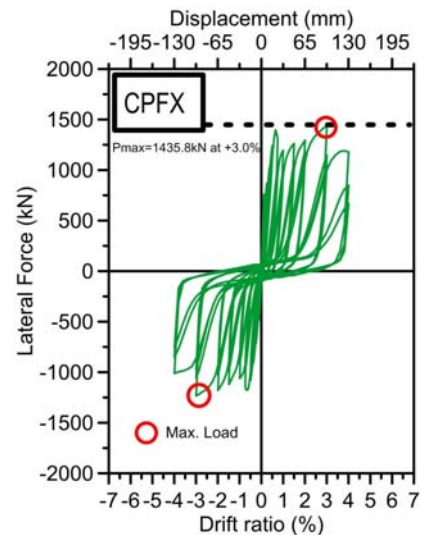


圖 3 補強構架 CPFX 載重-位移遲滯迴圈

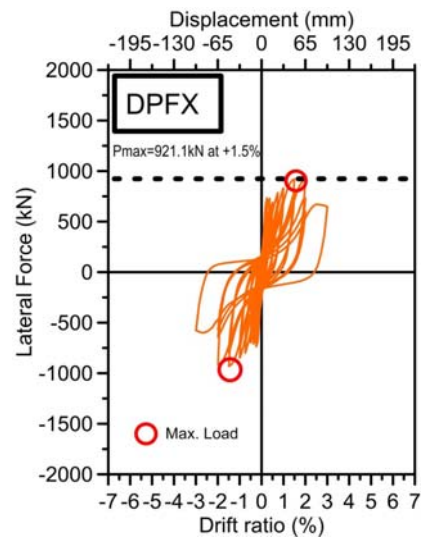


圖 4 補強構架 DPFX 載重-位移遲滯迴圈



圖 2 補強試體 DPFX 試體圖

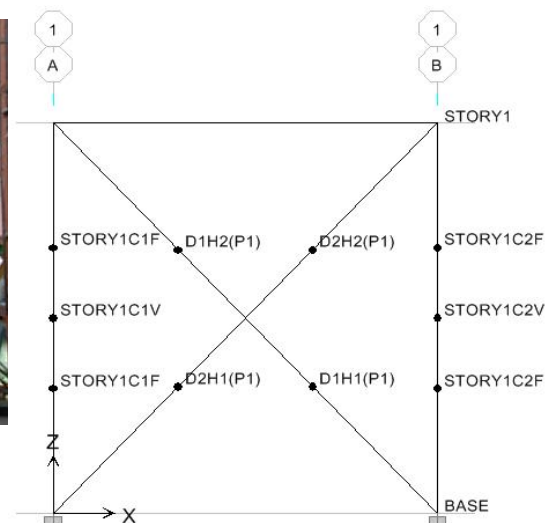


圖 5 補強構架 DPFX 模型圖

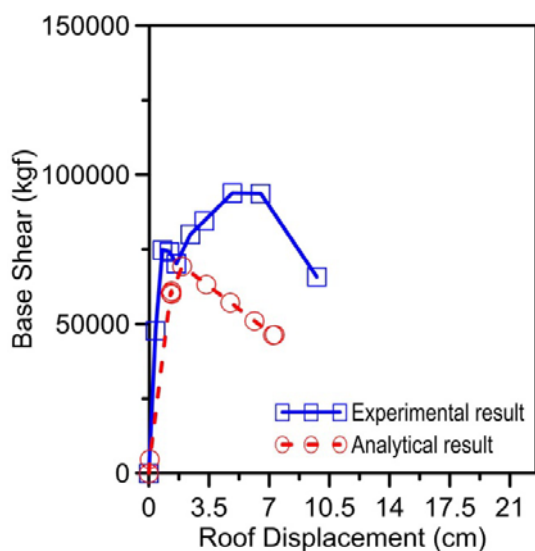


圖 6 補強構架 DPFX 試驗模擬曲線比較圖

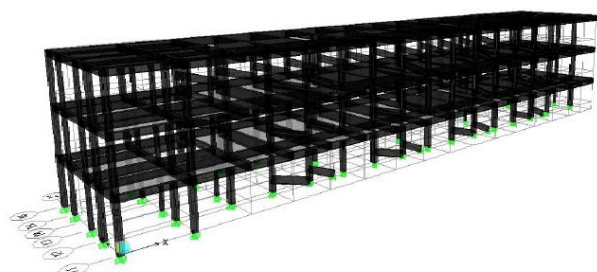


圖 7 案例校舍結構物 3D 模型圖

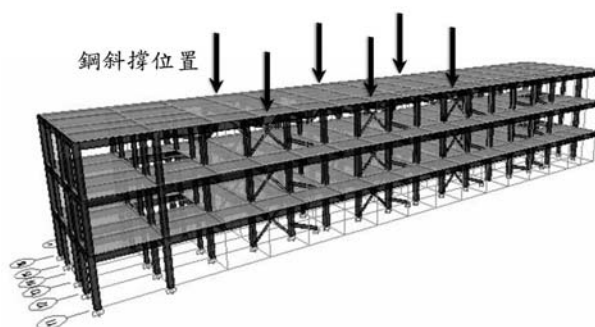


圖 9 案例校舍結構物補強後 3D 模型圖

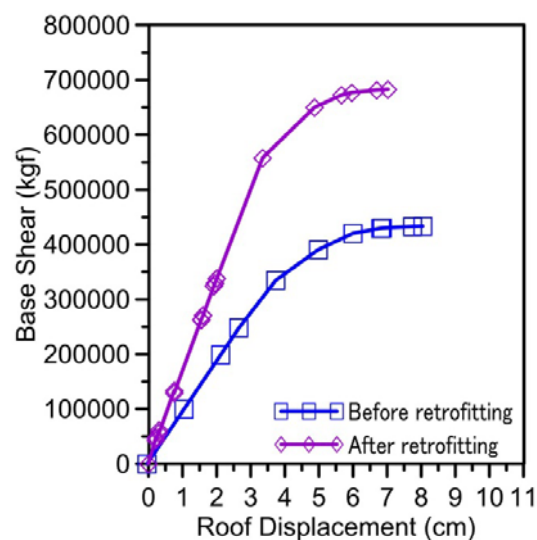


圖 10 案例校舍鋼斜撐補強(DPFX)前後容量曲線比較圖

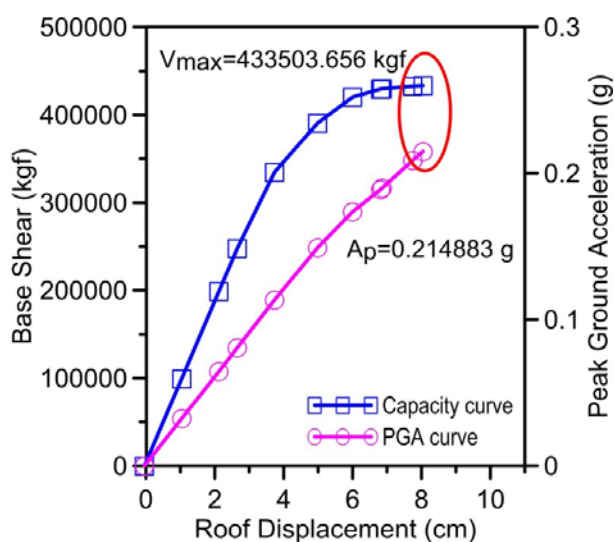


圖 8 案例校舍 X 向容量曲線圖及性能目標地表加速度圖

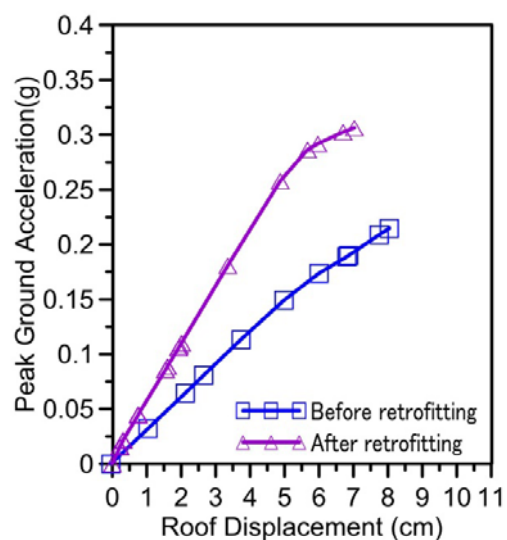


圖 11 案例校舍鋼斜撐補強(DPFX)前後耐震能力比較圖

核能電廠鋼筋混凝土圍阻體縮尺試體反覆載重試驗 —以 ABWR 廠房為例

楊炫智¹ 吳俊霖² 徐增全³ 陳昱志⁴ 呂胡忠⁴ 張長菁⁵

莫詒隆³ Ken Cong-Hieu Luu⁶ 王孔君⁷ 楊元森⁸

摘要

核能發電投入商業運轉至今已逾 60 年，在其發展的歷史中，歷經 1979 年美國三哩島、1986 年蘇聯車諾比以及 2011 年日本福島等核子事故；嚴重的事務對於社會經濟和生態環境都造成重大的影響。核能電廠主要採以混凝土材料作為結構體，提供機具設備的安裝與配置，其中，以核子反應爐外第一層混凝土結構屏蔽尤為重要，其必須具備屏蔽輻射與阻絕熱能之功用，此圍阻體因其板殼構造與複合材料特性，而致難以準確掌握其強度和韌性極限。有鑑於此，本研究選用先進式沸水式反應器(ABWR)廠房之一次圍阻體作為研究對象，施作圍阻體縮尺模型並進行反覆載重試驗，用以瞭解其結構力學特性與破壞行為，冀能提昇未來核能電廠進行安全評估與設計之高端技術。

關鍵詞：核能電廠、圍阻體、結構力學特性

一、前言

為確保核能電廠在不同災害作用下仍能安全無虞地運作或停機，核能電廠的設計與評估往往相當保守，尤其在核子反應爐外之第一道屏蔽圍阻體，其為守護核能發電安全之最堅實堡壘，擔負阻絕高熱、輻射等重責大任。惟長久以來，圍阻體結構設計主要考量核反應爐受損洩漏所導致內部異常高溫高壓的極限耐受能力，或遭受恐怖攻擊所造成的爆炸威脅，甚少針對其耐震行為進行評估與探討；有鑑於此，本研究與美國休士頓大學共同合作，選用先進沸水式反應器(ABWR)廠房之一次圍阻體作為研究對象，建造圍阻體縮尺模型並進行反覆載重試驗，用以瞭解圍阻體全域之結構力學行為與特性，可確切掌握圍

阻體力學行為，並可供發展後續核能電廠相關安全評估與設計之用。

二、圍阻體縮尺試驗

1. 縮尺試體規畫

考量到核能電廠圍阻體係一大型鋼筋混凝土結構體，若以實尺寸進行試驗分析與評估將耗費大量人力物力，故採以等比例縮尺的物理模型進行試驗，保持縮尺物理模型與原型結構之關聯性。考量上述因素，本研究僅針對一次圍阻體的本體作為試驗標的物，忽略開孔以及連接廠房結構的樓板等結構，僅就其外徑 33 m、內徑 29 m、壁體高度 29.5 m 的圓形筒狀鋼筋混凝土結構（如圖一黃色區域）作為標的，此係著眼於單純的板殼結構測試可作為建立

¹ 國家地震工程研究中心專案副研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 美國休士頓大學土木與環境工程系教授

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

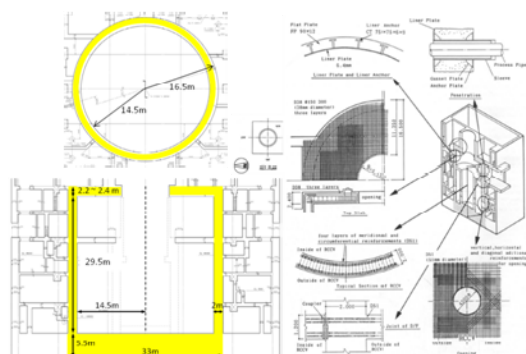
⁵ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁶ 美國休士頓大學土木與環境工程系博士候選人

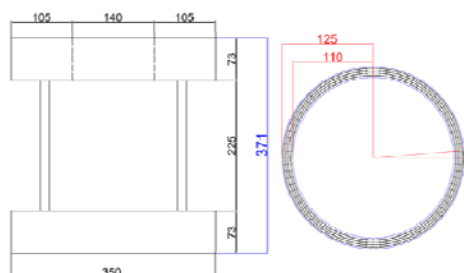
⁷ 國家地震工程研究中心技術師

⁸ 國立台北科技大學土木工程系副教授

高端本構模型的重要依據，整體之結構行為分析與探討可提供後續深入研究之基礎。同時，為確實掌握試驗所須之加載設備與空間配置需求，本研究參考美國電力研究所(EPRI)針對核能電廠圍阻體結構安全評估的經驗公式，並與有限元數值模擬結果交叉比對後，將所須側推力控制在 600 噸重的條件下，選用 1:13 之比例針對圍阻體進行縮尺，相關尺寸如圖二所示。



圖一 圍阻體尺寸與配筋示意圖



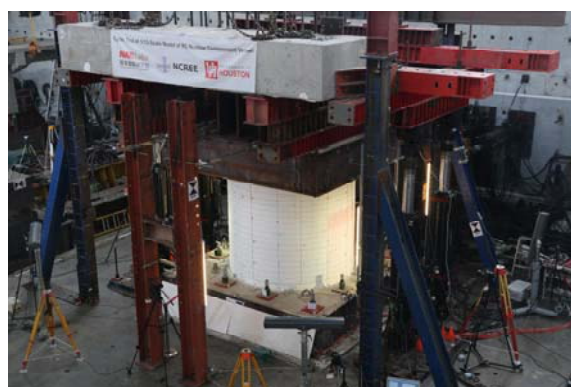
圖二 圍阻體縮尺模型尺寸、配筋示意圖

經由縮尺後之圍阻體為一外徑 250 cm、內徑 220 cm、壁體高度 225 cm 之圓形筒狀結構物，除保持幾何相似性之外，為求縮尺試驗之運動行為與原型近似，控制混凝土的抗壓強度與鋼筋的抗拉強度分別為 350 kgf/cm^2 、 3600 kgf/cm^2 ，以及鋼筋比 2% 條件下，在混凝土壁體內部之鋼筋排列採用與原始設計相同之 4 層主筋(D10 竹節鋼筋)與 4 層箍筋(D6 竹節鋼筋)之配筋方式。試體之底座為一 350 cm (長) × 350 cm (寬) × 73 cm (厚) 之鋼筋混凝土板，以 16 根直徑 69 mm 之高拉力螺桿與強力地板相互連接固定；試體頂板尺寸厚度與底座相同，惟其中心預留一直徑 140 cm 開孔以

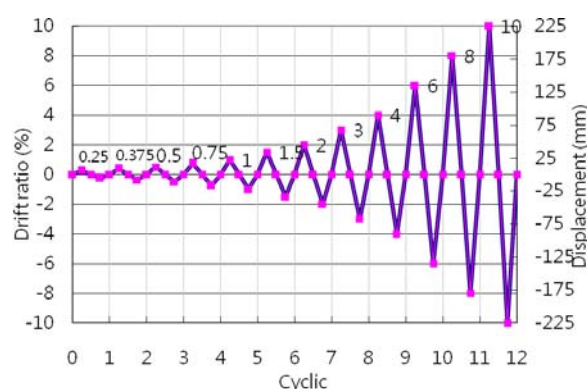
利於試體內部觀測，頂板共設計 32 根直徑 49 mm 之高拉力螺桿與傳力鋼梁連接，使所施加外力能有效傳遞，同時，為避免縮尺模型之頂板與底座混凝土於施加大量螺桿預力後因集中應力而開裂，本研究採用鋼板包覆方式強化頂板與底座。

2. 縮尺試體配置

依據縮尺模型設計所採用之標稱材料強度，並經由有限元分析判斷圍阻體模型最大側向強度約落在 600 噸，為保守起見，試驗規劃於水平向設置 8 支 100 噸油壓致動器，提供水平向反覆載重之側推力，同時於試體四個角隅處垂直向設置 4 支 100 噸油壓致動器，施加實際狀態下圍阻體所承受的等比例垂直向荷重，並保持頂板於試驗期間之水平狀態。



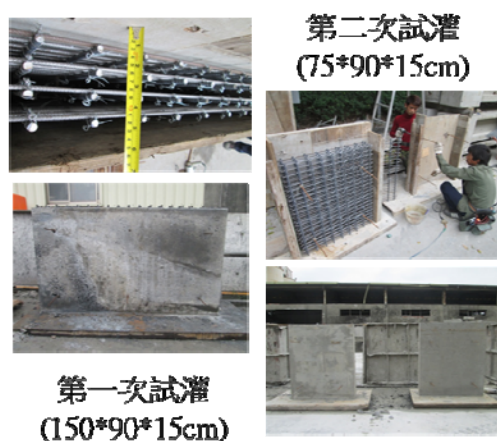
圖三 圍阻體縮尺模型試驗配置圖



圖四 縮尺模型試驗反覆加載歷程

為避免水平向油壓致動器之側推力於試驗過程中產生額外的彎矩超過垂直向油壓致動器之極限，傳力鋼梁之設計採用 3 組 L 型鋼梁相互搭配而成，控制 8 支致動器所產生的側推力合力之高程通過壁體中

心，藉此減輕垂直向制動器之負擔，圍阻體縮尺試體及其試驗配置如圖三所示。整個實驗分為彈性測試和非彈性測試兩個階段；彈性測試包括層間變位角 0.1%、0.15% 和 0.2% 等 3 個反覆載重歷程，非彈性測試之反覆載重歷程如圖四所示，並採用位移控制整個位移載重歷程，層間變位角定義為試體頂板位移扣除試體底座微量滑移後，除以縮尺試體壁體高度 225 cm 得之，層間變位角從 0.25% 逐步增加，每一層間變位角僅進行 1 次迴圈測試，直到測試終止。於試驗過程中運用不同的量測技術，包括：全片幅感光元件數位影像量測、傳統位移計、應變計等方式記錄試體受力變形的過程與特性，供後續分析與驗證之用。



圖五 縮尺壁體測試模型試灌

三、圍阻體縮尺試驗結果

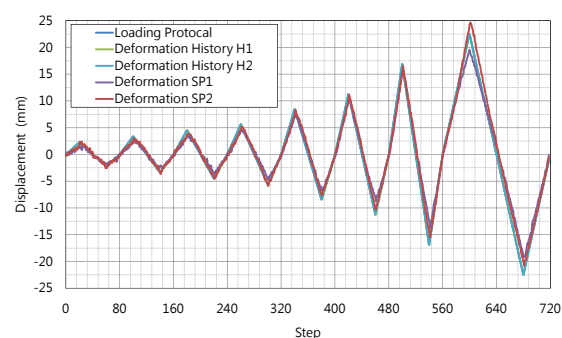
1. 材料性質

因縮尺圍阻體之配筋比例與原始設計相同造成鋼筋間距狹小，故必須調整骨材粒徑與混凝土配比，避免澆置失敗產生蜂窩或孔洞，同時，於完整縮尺模型正式施工前，本研究預先以局部縮尺模型，如圖五所示，進行數種配比試灌與抗壓強度測試，歷經多次測試後，選用骨材最大粒徑 8 mm，滿足設計抗壓強度 350 kgf/cm^2 之要求，代表工作性的坍落度可達到 68 cm 的自充填混凝土做為正式施工時之配比。為使材料性質貼切符合試驗當天試體狀態，有利後續分析模擬之用，於試驗當天進行試驗所得到之混凝土材料抗壓強度與彈性

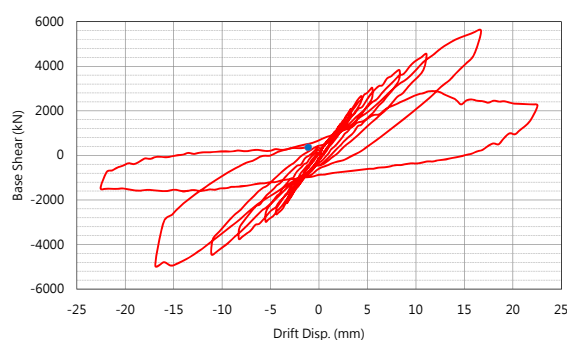
模數分別為 377 kgf/cm^2 與 214117 kgf/cm^2 ；所採用之 D10 與 D6 竹節鋼筋拉力降伏強度分別為 3863 kgf/cm^2 與 3833 kgf/cm^2 ，彈性模數則為 2091319 kgf/cm^2 以及 1933967 kgf/cm^2 。

2. 載重位移遲滯迴圈及破壞模式

因本試驗共使用 12 支油壓致動器進行試驗，對試驗控制實為一大考驗，圖六為試驗過程中層間變位的控制結果，其中 H1 與 H2 代表運用磁感式位移計所量測到試體的層間變位反應，而 SP1 與 SP2 則是運用拉線式位移計所量測到的層間變位反應，可以發現無論採用何種感測器所量測到之層間變位與加載歷程目標值達到高度一致性，用以保持頂板水平之垂直向致動器亦達到控制的要求，顯示試驗控制效果成效良好。



圖六 縮尺試體層間變位示意圖



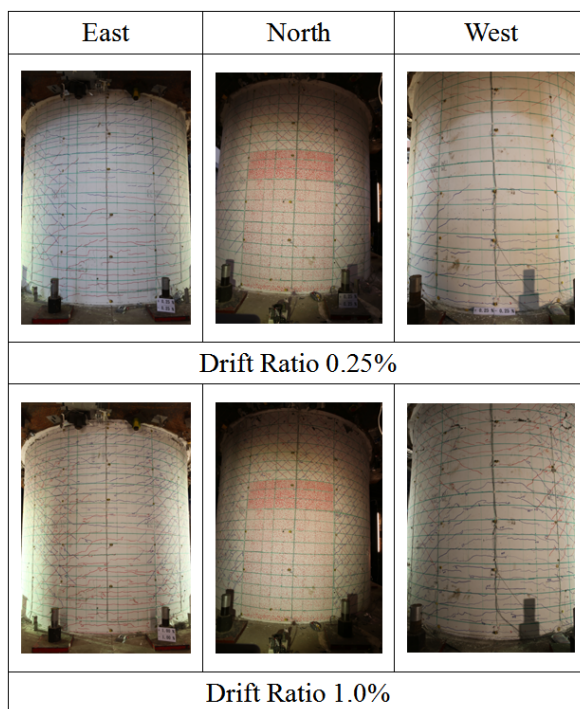
圖七 載重位移遲滯迴圈

圖七為圍阻體縮尺試體之側向載重位移遲滯迴圈圖，試體隨層間位移加大，側向強度逐漸升高，當層間變位角達到 0.75% 時達到最大側向強度 5580 kN，爾後當變位角達到 1.0% 時，於縮尺試體壁體上半部接近頂板處產生界面剪力破壞，側向強度折

減至 2227 kN，僅剩最大強度的 40%，故待完成 1.0%之載重位移迴圈後即終止試驗。

試驗完成後之裂縫與破壞狀態如圖八所示，圖中分別以紅色與藍色標註遲滯迴圈中正向與負向加載所產生的裂縫，可以發現在東西兩側之壁體因受拉所產生裂縫之區域非常明顯，紅色線段與藍色線段分別出現在壁體之上下兩個區塊，且裂縫呈現水平方向的走向；而在試體北面之裂縫則呈現 45 度角的剪力裂縫，同時依據正向與負向加載產生紅藍網格的狀態，相同的狀態亦在試體南面產生。

觀察完成試驗後之壁體狀態，可以發現壁體產生破壞之位置距離頂板底部約 15 公分高程處，同時呈現一環狀的界面剪力滑移破壞，破壞處混凝土大量剝落且鋼筋外露，造成強度產生嚴重折減致使實驗終止。



圖八 縮尺試體裂縫示意圖

五、結論

本研究自縮尺試體之規劃與設計起便力求與真實圍阻體結構之間的高度關聯性，故採用相同之配筋方式並調整混凝土

配比，同時亦考量到試驗可容許運用之試驗能量，相互搭配與分析後以 1:13 之比例設計圍阻體縮尺試體，並順利完成國內第一座於結構實驗室內進行之縮尺圍阻體反覆載重試驗，獲致下述結論：

1. 圍阻體縮尺試驗之最大側推力為 5880 kN，此與試驗前所進行之數值模擬預測結果相當接近，而以 EPRI 之經驗預估公式之預測結果則偏向保守。
2. 試驗終止時之破壞模式為界面剪力滑移破壞，導致圍阻體壁體之側推強度迅速折減至最大側推力之 40%。
3. 壁體因施載過程所產生之裂縫隨層間位移角增加而逐漸成長，於東西兩側之壁體受拉區裂縫變化與南北兩側之剪力裂縫對稱發生且與加載模式行為相符。

參考文獻

1. NUREG/CR-6639, SAND99-1464, ANA-98-0252, "Seismic Analysis of a Prestressed Concrete Containment Vessel Model", March 1999
2. NUREG/CR-6906, SAND2006-2274P, "Containment Integrity Research at Sandia National Laboratories", July 2006
3. H. Saito, Y. Muramatsu, H. Furukawa, S. Tsurumaki, N. Tanaka and T. Kei, "Experimental study on RCCV of ABWR plant", Nuclear Engineering and Design 130, 1991, pp179-202
4. H. Saito, Y. Muramatsu, H. Furukawa, T. Hasegawa and A. Mutoh, "Post-test analysis of a 1:10-scale top slab model of ABWR/RCCV subjected to internal pressure", Nuclear Engineering and Design 145, 1993, pp339-353
5. T. Hirama, M. Goto, K. Shiba, T. Kobayashi, R. Tanaka, S. Tsurumaki, K. Takiguchi, H. Akiyama, "Seismic proof test of a reinforced concrete containment vessel (RCCV) Part 2: Results of shaking table tests", Nuclear Engineering and Design 235, 2005, pp1349-1371

核能電廠電氣盤體之振動台試驗與分析

沈明毅¹ 柴駿甫² 林凡茹³ 賴姿妤⁴ 葉昶辰⁵

摘要

本研究以核能電廠之馬達控制中心(Motor control center, MCC)電氣盤體作為研究對象，藉由振動台試驗探討 MCC 電氣盤體於不同條件下之受震動力反應與其結構特性，如頻率內涵相異之輸入地震波、獨立機櫃與雙櫃設置等的影響。此外，為評估盤內設備物(如電驛, relay)之實際耐震需求。本研究另一重點為分析經由振動台試驗而取得之盤內反應譜(In-cabinet Response Spectra, ICRS)及盤內放大因子(In-cabinet Amplification Factor, AF)特性，及盤內設備安裝位置、輸入波類型等參數之影響，並探討獨立機櫃與雙櫃於動力特性、盤內反應譜與盤內放大因子之差異性，冀有助於未來核電廠 MCC 類別機櫃之盤內設備物耐震性能評估。

關鍵詞：MCC 電氣盤體、盤內反應譜、盤內放大因子

一、前言

核能電廠中馬達控制中心(Motor Control Center, MCC)，本文簡稱為電氣盤體或機櫃，其櫃內層間鋼板可放置電驛(Relay)、配電盤(Switchboard)等重要安全相關設備物，強震下機櫃之結構完整性與盤內設備物之功能性與核電廠是否能安全運轉有極大關係。盤內設備物之耐震需求(即盤內反應譜(In-cabinet Response Spectra, ICRS))，一般求取盤內設備物耐震需求之方法為樓板反應譜(Floor Response Spectra, FRS) 乘上盤內放大因子(In-cabinet Amplification Factor, AF)，由此耐震需求反應譜篩選耐震容量足夠之盤內設備物。

以龍門電廠終期安全分析報告(Final Safety Analysis Report, FSAR)[1]為例，經耐震風險評估分析結果發現，對爐心熔毀年平均頻率貢獻最高之主因為 AC 獨立消防補水系統(AC-Independent Water Addition, ACIWA)中之餘熱移除系統(Residual Heat

Removal, RHR)C 串管路系統失效，而控制 RHR-C 串系統之設備物放置於電氣盤體中，故以 MCC 電氣盤體作為本研究對象。

本研究旨於討論 MCC 電氣盤體於彈性範圍內之動力特性及盤內設備物之耐震需求，未來更進一步探討機櫃之破壞情形與機制，期能應用於 MCC 類別機櫃之盤內設備物耐震性能評估。

二、試驗試體

電廠內電氣盤體具不同間距分層之類別，分別包含 300mm、450mm、600mm 及 750mm，設備物與機櫃間接合情況主要以螺栓鎖固於機櫃內側鋼板上，每間層設備總重量約 1.3kg 至 5.1kg 之間。為得知 MCC 電氣盤體之動力特性及盤內反應譜，試體設計間層高度為 300mm × 6 層、450mm × 4 層及 600mm × 3 層等三種規格機櫃，機櫃試體外部尺寸寬(X 向)、深(Y 向)、高(Z 向)分別為 630mm、550mm、2350mm，Y 向為機櫃前後側方向，單一機櫃重量約為

¹ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁵ 國立台灣大學土木工程學系研究生

140kg，機櫃頂部間距 300mm 及底部間距 250mm 之間層為各機櫃間電纜線流通處。

本文以間層高度 600mm 機櫃作為主要探討對象，以獨立機櫃(以下簡稱單櫃)，如圖一(a)所示，與兩個獨立機櫃組裝而成之雙櫃，如圖一(b)所示，兩種配置方式進行測試，其盤內構造為一塊垂直面板兩側各以三顆螺栓鎖固在機櫃的鋼架上。為模擬核能電廠盤內設備物實際擺置情況，本次試驗採用相同重量之質量塊模擬盤內設備物，設備物擺置位置依據電廠盤內設備物位置配置(如圖一(c)所示)，模擬設備物之質量塊依照設備物真實位置鎖固至每層機櫃後板上，每層以電廠機櫃內最大之重量配置 5.0kg 模擬之(如圖一(d)所示)，且機櫃頂部均含有輸送電纜線之鋼管支撐，故試驗機櫃頂部加裝 2.0kg 質量塊模擬之。



圖一 電氣盤體試體(間層高度 600mm)配置

三、機櫃動力特性

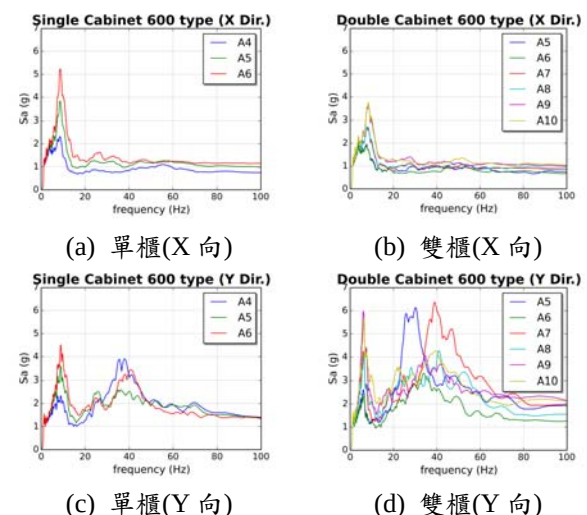
本節以單櫃與雙櫃於不同輸入波下之加速度反應與振動台面上加速度反應進行轉換函數(Transfer Function)，可得到各試體之主頻，如表一所示。若以各輸入波所得主頻之中值作為機櫃的基本頻率，可得單櫃於 X 方向之基本頻率為 10.16Hz，Y 方向為 14.06Hz，而雙櫃 X 方向之基本頻率為 8.98Hz，Y 方向為 6.25Hz。基於單櫃與雙櫃之幾何結構與重量不同，雙櫃由兩組獨立機櫃對鎖組成，其結構特性與單櫃不同，故 X 方向和 Y 方向皆較單櫃低，並可觀察發現單櫃之強軸為 X 方向，弱軸為 Y 方向，而雙櫃部分則反之。

表一 單/雙櫃於不同輸入波下之主頻

		IEEE 250gal (Hz)	IEEE 375gal (Hz)	IEEE 500gal (Hz)	OBE 250 gal (Hz)	OBE 500 gal (Hz)
X 方向	單櫃	10.55	10.16	9.77	10.16	9.38
	雙櫃	9.38	8.98	8.59	9.77	7.81
Y 方向	單櫃	13.67	13.28	14.06	14.06	14.06
	雙櫃	7.81	6.25	6.25	6.64	6.25

四、盤內反應譜比較

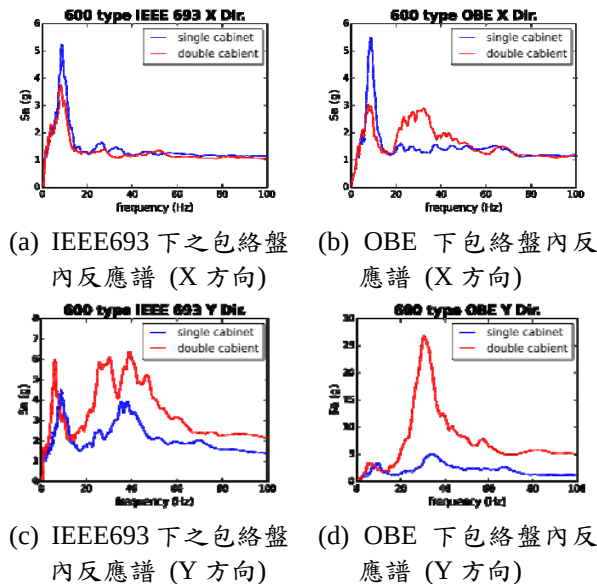
圖二為 IEEE693 500gal 輸入波於單櫃與雙櫃不同高程之盤內反應譜，而圖二(a)與圖二(b)分別為單櫃與雙櫃於 X 方向之盤內反應譜，由圖中可觀察出隨櫃內高程之增加其盤內反應譜值越大，且盤內反應譜值高頻部分較無明顯反應，而雙櫃在相同高程下左右兩側之盤內反應譜極為相似。圖二(c)與圖二(d)分別為單櫃與雙櫃於 Y 方向之盤內反應譜，亦可觀察出櫃內高程之增加其盤內反應譜值越大，然而，與 X 方向之差異於高頻部分之盤內反應譜值影響較大，其原因可能為機櫃局部構件模態之影響或機櫃內部元件之非線性行為。



圖二 單/雙櫃於不同高程盤內反應譜比較

圖三係包絡機櫃中所有盤內反應譜最大值所得之包絡盤內反應譜，圖三(a)與圖三(b)分別為輸入波 IEEE 693 500gal 與 OBE 500gal 於 X 方向之包絡盤內反應譜，由圖可觀察雙櫃之盤內反應譜值較單櫃反

應小約 50%，造成此結果之原因可能為雙櫃之組裝方式不同且阻尼比較大，造成盤內反應譜值降低，且單櫃於 IEEE 693 500gal 與 OBE 500gal 之盤內反應譜值較為相近，而雙櫃於 OBE 500gal 之盤內反應譜值則較 IEEE 693 500gal 此輸入波下小，且在地震力 OBE 下有明顯局部構件模態之影響。而圖三(c)與圖三(d)分別為輸入波 IEEE 693 500gal 與 OBE 500gal 於 Y 方向之包絡盤內反應譜，可觀察出雙櫃之盤內反應譜值均較單櫃大上許多，尤其以 OBE 作為輸入波時，局部構件模態及櫃內構件之非線性行為使得盤內反應譜值於高頻區域明顯驟增。



圖三 單/雙櫃之包絡盤內反應譜比較

五、放大因子比較

EPRI-7146-SL(EPRI, 1990)[2]中定義總盤內放大因子(AF_g)為機櫃盤內反應譜(In-Cabinet Response Spectra, ICRS)與機櫃底部反應譜(Base Response Spectra, BRS)譜加速度最大值之比值，本文將引此進行相關討論。

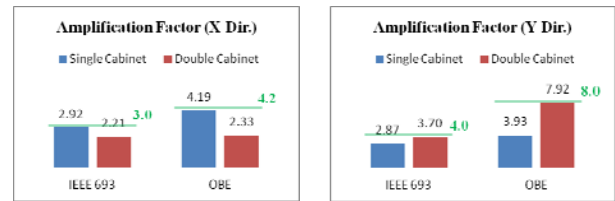
$$AF_g = \frac{S_{a1}(f_{x1}, 5\%)}{S_{a0}(f_{x0}, 5\%)}$$

其中，

$S_{a1}(f_{x1}, 5\%)$ ：機櫃盤內反應譜最大值

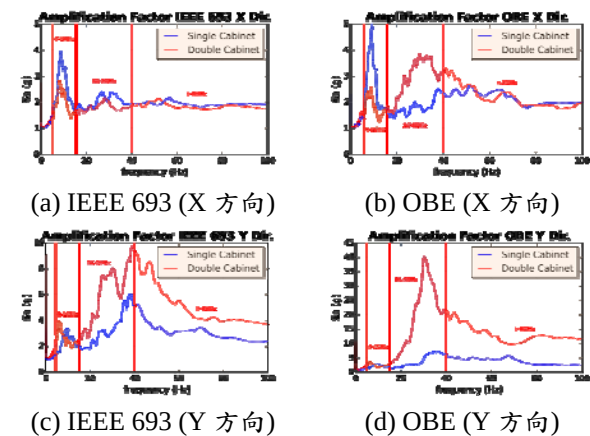
$S_{a0}(f_{x0}, 5\%)$ ：機櫃底部反應譜最大值

由圖三所得包絡盤內反應譜之結果，並考慮由振動台表面所量測到之加速度反應轉換成輸入反應譜，藉由式(1.1)計算出其機櫃盤內之總盤內放大因子，如圖四所示。結果顯示雙櫃於 X 方向之總盤內放大因子較單櫃小，Y 方向則反之，而單櫃之 X 方向總盤內放大因子大於 Y 方向，雙櫃則與單櫃相反，並觀察圖四(a)與圖四(b)可得知，Y 方向之總盤內放大因子普遍大於 X 方向，X 方向 AF_g 之最大值約 4.2，Y 方向 AF_g 之最大值約 8.0。



圖四 單櫃與雙櫃之 AF_g 值比較

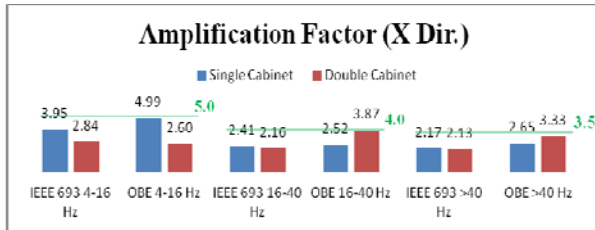
然而上述方法可能得到較不保守之放大因子，本文試以包絡盤內反應譜與輸入反應譜相除得放大因子函數 $AF(f)$ ，冀能得到特定頻率下之盤內設備物所受到的放大效應，其單櫃與雙櫃之放大因子函數比較如圖五所示，並經將頻率分成 4-16Hz、16-40Hz 與 >40Hz 三部分進行討論。



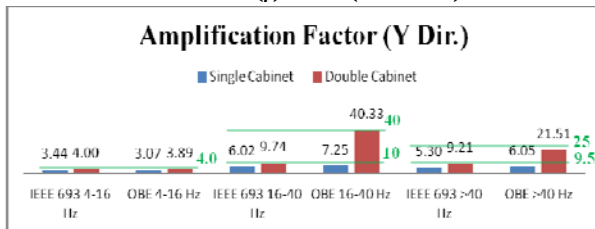
圖五 $AF(f)$ 單/雙櫃之放大因子函數比較

(1.1) 圖六與圖七分別為 X 方向與 Y 方向於不同頻率區間下單櫃與雙櫃之放大因子，以整體而言 X 方向於各頻率區間之放大因子較為接近，中低頻段(4-16 Hz)之最大值約 5.0，中高頻段(16-40 Hz)之最大值約 4.0，高頻段(>40 Hz)之最大值約 3.5，若與

圖四(a)之 AF_g 值結果比較，於中低頻段(4-16 Hz)之放大因子 $AF(f)$ 之結果大於其 AF_g 值。而在 Y 方向因雙櫃之局部構件模態及櫃內構件之非線性行為影響，使得其在中高頻段與高頻段放大因子劇增，但若屏除此效應，中高頻段之最大值約 10.0，高頻段之最大值約 9.5，與圖四(b)之結果比較仍較大，而中低頻段之最大值則約 4.0。



圖六 $AF(f)$ 比較(X 方向)



圖七 $AF(f)$ 比較(Y 方向)

因反應過大使其功能性失效。

參考文獻

1. Taipower Company, "FSAR of Lungmen nuclear power station units 1&2, appendix AC: seismic analysis," Taiwan (2007).
2. EPRI Report NP-7146, "Development of In-Cabinet Amplified Response Spectra for Electrical Benchboards and Panels," Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, prepared by Stevenson & Associates (1990).

六、結論與展望

本研究以振動台試驗探討核能電廠之馬達控制中心(MCC)於不同條件下之受震動力反應與結構特性，以及在頻率內涵相異之輸入地震波下，獨立機櫃與雙櫃設置盤內反應譜與盤內放大因子之比較。單櫃與雙櫃之包絡盤內反應譜於 X 方向較為相近，而 Y 方向可能因雙櫃之局部構件模態與內部構件之非線性行為使得盤內反應譜值於 OBE 地震力下之高頻區驟增，放大因子部分首先根據 EPRI-7146-SL [2]之方法得到(AF_g)，並試以包絡盤內反應譜與輸入波反應譜相除得放大因子函數 $AF(f)$ ，以三個頻率區段探討其保守性，X 方向之放大因子較為接近，除中低頻段之放大因子之結果較大，而 Y 方向因雙櫃之局部構件模態及櫃內構件之非線性行為影響使得其在中高頻段與高頻段放大因子劇增。由試驗之結果，建議核能電廠安全相關之盤內設備物，其主頻應盡量避免坐落於高頻段($f > 40\text{Hz}$)，使得設備物掛置於櫃內層間鋼板

電廠餘熱移除管線系統-數值模型分析

柴駿甫¹ 吳文芳² 林凡茹³ 賴姿妤⁴ 沈明毅⁴ 劉嚴方⁵

摘要

本報告將電廠中爐心受損風險貢獻度最高之關鍵系統(即餘熱移除管線系統, RHR)反力牆擬靜態試驗結果進行一系列數值模型分析,目的為了解管線系統之受力行為及可承受最大負載,降低電廠事故之風險。本報告分為兩部分,第一部分藉由美國機械工程學會(ASME)之設計規範確保管線於反覆載重試驗時仍可符合規範;第二部分以有限元素進行力學分析,建構適當的法蘭接頭模型與管線系統模型,更進一步提出法蘭接頭簡化模型。其中,採用法蘭簡化模型可減少原先有限元素模型 70%以上之運算時間,據以快速評估電廠管線系統受強震下不同荷載之安全性與可靠度。

關鍵詞：管線系統、數值分析、簡化模型

一、前言

餘熱移除系統(RHR)為電廠遇上緊急停機狀況或發生喪失冷卻水事故(LOCA)時,除了供給爐心緊急冷卻水,亦可提供特定設備物、系統冷卻功能,以確保爐心等機組不受高溫而損毀。平時管內含有靜態水,於緊急事故發生時啟動,溫度約攝氏 35 度。本研究擷取實際電廠 RHR 系統中一段管線作為本研究範圍,進行擬靜態反覆載重試驗,且將試驗結果與規範進行比對,並建立有限元素模型進行力學分析簡化之,據以快速評估電廠管線系統受震後不同荷載之安全性與可靠度。

二、基礎理論

2.1 破壞理論

破壞理論為材料受負載時,判斷材料是否達破壞之方法。常見之破壞理論包括:(1)、最大主應力理論;(2)、最大主應變理論;(3)、最大剪應力理論;(4)、最大畸變能理論。規範 ASME[1]採用最大剪應

力理論進行管線系統設計與檢核。

2.2 管線系統設計分析

根據 ASME 探討管線設計規定與說明設計檢核公式,說明服務等級之分類與案例及使用限制之目的與檢核式。

服務等級依據發生事件嚴重度進行分級,共分為四個等級(A 級至 D 級),而 D 級為發生事件中最嚴重之情況。發生事件之分類可由各電廠設計規格書取得實際發生事件與對應之載重組合。此四個服務等級可對應其使用限制,表一說明各級使用限制使用之情境與目的:

表一 各級使用限制

使用限制	使用情境	使用目的
A 級	正常運轉情況	正常使用功能
B 級	OBE	防止組件及支承需修補的損壞
C 級	結構不連續區且發生較大變形	防止造成顯著結構物整體性喪失,且此變形需進行修補
D 級	SSE	防止過度損毀,且管線系統可修補

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣大學機械工程系教授

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁵ 國立台灣大學機械工程研究所研究生

2.3 管線主要應力限制

針對安全一級之管線系統，考慮負載包括操作壓力、重量、熱膨脹和收縮、地震和振動影響。而主要應力強度限制為防止管線塑性變形及破裂，如式 1。

$$B_1 \frac{PD_o}{2t} + B_2 \frac{D_o}{2I} M_i \leq KS_m \quad (\text{式 1})$$

其中， B_1 、 B_2 為主要應力指數； D_o 為管外徑； I 為慣性矩； M_i 為設計機械載重組合產生的合力矩； P 為設計壓力； t 為標稱管壁厚。 KS_m 依據等級規定如表二所示，其中 S_m 為允許應力強度， S_y 為瞬態平均流體溫度下降伏強度。

表二 KS_m 使用限制規定

使用限制	KS_m 規定
設計狀態、A 級	$KS_m = 1.5S_m$
B 級	$KS_m = 1.8S_m$ ，但 $KS_m < 1.5S_y$
C 級	$KS_m = 2.25S_m$ ，但 $KS_m < 1.8S_y$
D 級	$KS_m = 3.0S_m$ ，但 $KS_m < 2.0S_y$

2.4 螺栓預力

本節介紹螺栓施加的外力矩轉換成螺栓預力之數學運算式。首先，由 Motosh[2] 所提出之數學模型，將施加的扭力反應在三個部分，分別為抵抗螺栓拉伸力、螺栓與螺帽之間摩擦力及螺帽與螺帽墊片之間摩擦力，其數學關係如下式：

$$T_{in} = F_p \left(\frac{P}{2\pi} + \frac{\mu_t r_t}{\cos \beta} + \mu_n r_n \right) \quad (\text{式 2})$$

由於式 2 對於工程師計算上過於複雜，經簡化結果，式 3 為常見之外力扭轉換成螺栓預力之數學式：

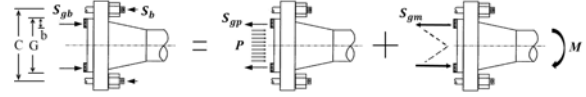
$$T_{in} = KF_p D \quad (\text{式 3})$$

其中， T_{in} 為施加力矩， K 為螺栓係數，常用為 0.2，而 F_p 為螺栓預力， D 為螺栓標稱直徑。

2.5 法蘭密封設計

法蘭接頭由法蘭對、螺栓、墊片三個部分組成，螺栓鎖於法蘭上使法蘭壓緊墊片，達到密封效果，規範 ASME[1] 以洩漏作為法蘭主要失效模式。當外力矩施加於法蘭，數學模型可參考 M.W.Kellogg[3] 以

壓力平衡為前提所建立之模型，如圖一所示。當法蘭到達洩漏臨界點，此時螺栓預力(S_b)傳遞給墊片的應力(S_{gb})、管內壓(P)傳遞給墊片的應力(S_{gp})與外力矩(M)給墊片的應力(S_{gm})，於此達應力平衡。



圖一 法蘭接頭墊片之應力平衡

式 4 為應力平衡關係式，式 5 為各項墊片應力與螺栓應力、內壓和外力矩之關係式，最後可改寫為式 6，即為法蘭可承受之最大力矩，當外力矩超過此值時即會造成洩漏。

$$S_{gb} = S_{gp} + S_{gm} \quad (\text{式 4})$$

$$\frac{S_b A_b}{\pi G b} = \frac{P A_p}{\pi G b} + \frac{M}{\frac{\pi}{4} G^2 b} \quad (\text{式 5})$$

$$M = \frac{G}{4} (S_b A_b - P A_p) \quad (\text{式 6})$$

ASME 對於法蘭即以式 6 作為設計基礎，考量法蘭材料強度及螺栓強度，最後，式 7 為使用限制為 Level A/B 時所使用，而式 8 為使用限制為 Level C/D 所使用。

$$M \leq 21.7 C A_b \left(\frac{S_y}{250} \right) \quad (\text{式 7})$$

$$M \leq \left[78.1 A_b - \frac{\pi}{16} G^2 P \right] C \left(\frac{S_y}{250} \right) \quad (\text{式 8})$$

其中， A_b 為螺栓面積總和， C 為法蘭螺栓孔位圓直徑， G 為法蘭墊片外徑， S_y 為法蘭材料降伏應力。

三、RHR 管線系統數值模型

3.1 管線擬靜態試驗介紹

本試驗採用電廠足尺管線系統進行擬靜態反覆載重試驗，於管線試體產生較大慣性力處(MOV)與最大位移量處(彎管/法蘭)加裝致動器進行施加荷載，並於試驗中維持滿水狀態穩定其水壓(8 kgf/cm²)。

試體部分如圖二所示，包含管線、法蘭/頸縮接頭、彈簧支撐架與模擬 MOV 之三通管與質量塊。測試波於質量塊處採用位移控制，而彎管/法蘭處採用力學控制，

載重大小以質量塊處之致動器載重乘上等比例係數進行縮放，分別為 0.2 及 0.16 倍。



圖二 管線系統試體

試驗結果顯示，最大應力發生於進圍阻體邊界處，針對此位置採用規範 ASME[1] 對於管線於服務等級 D 下之設計公式可由式 1 計算而得。試驗結果與規範比較結果如表三所示，發現試驗應力遠小於設計容許最大應力，由此可知此設計於 SSE 地震下估計之應力值為保守。

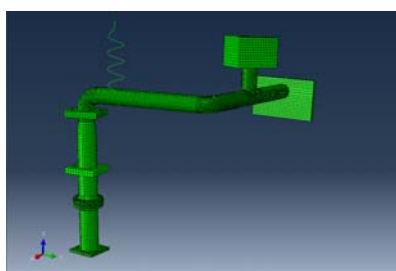
表三 SSE 地震力下試驗與設計公式比較

Experiment	Allowable by ASME codes
33.76 MPa	413.7 Mpa

3.2 管線系統模型建置

本研究數值模擬透過 ABAQUS 進行分析，以下介紹建模方法與結果：

管線系統試驗完整數值模型外觀如圖四所示，法蘭部分簡化螺栓與螺帽部分，將其結合成一實體，並忽略螺牙接觸問題，而將法蘭螺栓孔縮小至螺栓標稱直徑。材料性質參考材料試驗資料，並於模型中加入塑性性質。



圖四 管線系統完整數值模型

試驗中邊界轉接板連接荷重計再固定至牆面及地面，數值模型中荷重計以彈簧模擬並與轉接板連接，彈簧勁度值依據荷重計校正結果輸入之。

試體所有銲接部位均使用連結(Tie)指

令設定之，當兩個介面重合且位移相同，即可利用 Tie 指令使兩個區域緊密連接在一起。

模型使用之元素採用實體三維減積分一階元素(C3D8R)，一元素有八個節點，每節點有三個自由度。實體元素可達到建構任意形狀與承受任何負載之模型，並可與其他元素相連。於承受力量較大區、幾何形狀複雜及接觸條件複雜區劃分較密集(如三通管、彎管、法蘭與螺栓接觸區)，其餘則採較寬鬆網格密度。

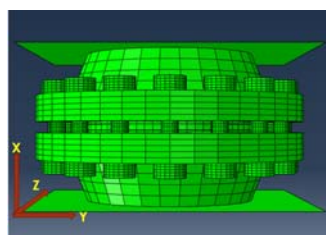
模型負載情況，將致動器施力情況簡化為質量塊處以位移控制施加载重，而模型中法蘭螺栓均設有預定螺栓預力(外力矩 54 kgf-m，經式 3 轉換成螺栓預力 92.8 kN)。另外，模型中彈簧支架之斜撐架設定為固定端模擬之。

3.3 法蘭接頭勁度

由模型中取出法蘭接頭部分(圖五)，對某一方向自由度施加一定值位移，其餘方向自由度固定，可推算該方向勁度值，如式 9。

$$F = Kd \quad (\text{式 } 9)$$

所得到之勁度值彙整於表四中，其中， K_{11} 、 K_{22} 、 K_{33} 為法蘭 X、Y、Z 向拉伸勁度； K_{44} 、 K_{55} 、 K_{66} 為法蘭 X、Y、Z 向旋轉勁度值。



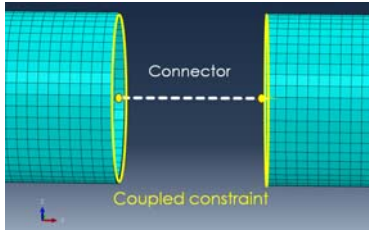
圖五 法蘭接頭勁度測試圖

表四 法蘭各方向勁度值

方向	勁度值 (N/mm)	方向	勁度值 (N-mm/deg)
K_{11}	8.7×10^6	K_{44}	9.32×10^9
K_{22}	1.25×10^5	K_{55}	3.95×10^9
K_{33}	1.25×10^5	K_{66}	3.95×10^9

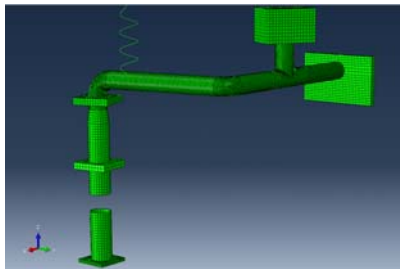
3.4 法蘭接頭簡化模型

法蘭簡化模型將法蘭對、螺栓、墊片三個部分簡化成一個連接件，如圖六所示，連接件可模擬兩點之間機械性質或複雜之束制條件。其特性為彈性範圍之彈簧，並設定六個方向之勁度值(表四)。此模型利用耦合束制的節點控制管線接觸法蘭的面，並利用連接元件連接此兩控制節點。



圖六 簡化模型連接件耦合束制

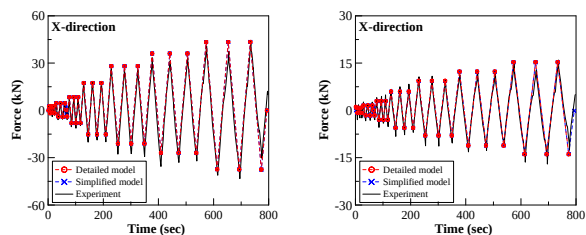
將簡化之法蘭模型帶入管線系統中進行模擬，可得到系統簡化模型(圖七)。



圖七 系統簡化法蘭接頭模型

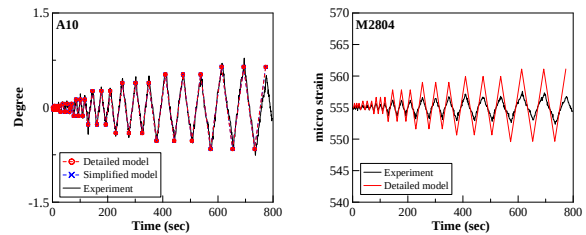
3.5 模型與試驗結果驗證比較

比較試驗與數值模型之牆面/地面轉接板反力，如圖八所示，其模型與數值十分吻合；比較管線旋轉角度(圖九(a))，其模型數值均極為相近，可確定模型整體旋轉變形反應與試驗相同。位移方面大部分模型與試驗是相似的，除了質量塊上三處量測點有較大差異，由於致動器施力方向之誤差造成。螺栓應變計模擬結果與試驗值吻合(圖九(b))，並發現法蘭處所受之外力極小，反應最大不超過 10 microstrain。



(a)牆面反力(X方向) (b)地面反力(X方向)

圖八 模型與試驗之反力比較圖



(a)角度計反應 (b)螺栓應變計反應

圖九 模型與試驗比較圖

此可驗證簡化/完整模型與試驗結果反應非常相符，並可減少其計算時間。

四、結論與建議

經檢視 ASME[1]設計規範針對法蘭在服務等級 D 下之設計公式，該公式為防止螺栓降伏導致接頭洩漏，但試驗中造成法蘭漏水現象非原先設計公式所預期，故試驗法蘭初始漏水其受力狀態小於該設計之允許彎矩值。由此可知，設計公式可能無法完全確保法蘭於地震力下無漏水現象。

本研究之法蘭數值模型可精確反應法蘭鬆脫前之試驗結果，透過模型可得到各自由度之勁度值，進一步建構簡化模型，經由試驗結果比對，得知法蘭完整模型與簡化模型有一定精確性，並可減少分析時間。

後續研究可建立適當法蘭解析模型，探討修正現有法蘭設計公式，並於法蘭模型中加入螺栓螺帽鬆脫機制，以符合真實情況。

參考文獻

- [1] ASME B&PV Code, Section III Div.1, Subsection NB, Class 1 Components, Rules for Construction of Nuclear Power Plant Components, 2007 Edition
- [2] N. Motosh, "Development of Design Charts for Bolts Preloaded up to the Plastic Range," Journal of Manufacturing Science and Engineering, Vol. 98, No. 3, pp. 849-851, 1976.
- [3] M.W. Kellogg Company, Design of Piping Systems. New York: Wiley, 1956.

電廠餘熱移除管線系統-擬靜態反覆載重試驗

柴駿甫¹ 黃尹男² 吳文芳³ 林凡茹⁴ 賴姿妤⁵ 沈明毅⁵ 劉嚴方⁶ 游青青⁷

摘要

本研究根據電廠終期安全分析報告(Final Safety Analysis Report, FSAR)，針對爐心受損風險貢獻度最高的兩個事故序列中擇一關鍵之管線系統(即餘熱移除管線系統，RHR)進行試驗，將動態地震力簡化為等值集中載重靜力之擬靜態反覆載重試驗，藉由試驗結果探討該段管線系統之力學行為與破壞性能點，提供未來易損性分析與風險評估等相關研究參考。

關鍵詞：管線系統、反覆載重試驗、數值分析、易損性曲線

一、前言

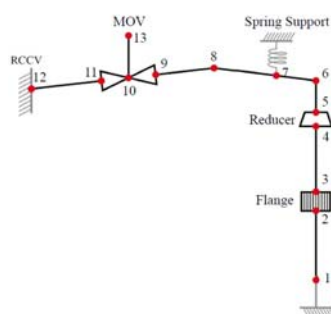
本研究依據電廠 FSAR 之系統分析識別結果，選定餘熱移除(RHR)管線系統作為目標元件，以 Huang *et al.* [1,2] SPRA 方法探討龍門電廠機率式地震風險評估。其第一步驟為「系統分析及建立元件易損曲線」，針對關鍵之餘熱移除(RHR)管線系統進行反覆載重試驗，藉由試驗結果探討該段管線系統之力學行為與破壞性能點，提供未來易損性與風險評估等相關研究參考。爾後將進一步進行振動台動態試驗，期能以試驗結果配合數值分析結果建立該系統之易損性曲線。

二、RHR 管線系統初步數值模型

本研究擷取電廠反應廠房靠近一次圍阻體處之 RHR-C 串管線段作為試驗對象，為了解管線系統之特性並建立一可靠之數值模型，試驗前先建立管線系統數值模型，並針對此系統進行初步設計分析。

2.1 數值模型建立

採用 SAP2000 有限元素軟體建立數值模型，圖一為管線系統模型示意圖。其中，管線均採用梁元素模擬，輸入其斷面尺寸與材料性質；構件部分，節點 2-3 為法蘭接頭，採用連接桿件(Line element)並輸入其勁度值模擬；節點 4-5 為頸縮接頭，採用變斷面設定之；節點 7 為彈簧支撐架，以連接桿件模擬，並輸入軸向勁度值為 533.3 N/mm；節點 9-11 為電動馬達閥門(MOV)，採用剛性連接桿件模擬，而節點 13 為 MOV 重心位置，重量為 1624 kg；節點 1 與 12 為管線試體之邊界處，分別為電廠內部圍阻體外側與樓板支撐架處，模型中均以固定端(Fixed)模擬之。



圖一 管線數值模型示意圖

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣大學土木工程系助理教授

³ 國立台灣大學機械工程系教授

⁴ 國家地震工程研究中心助理研究員

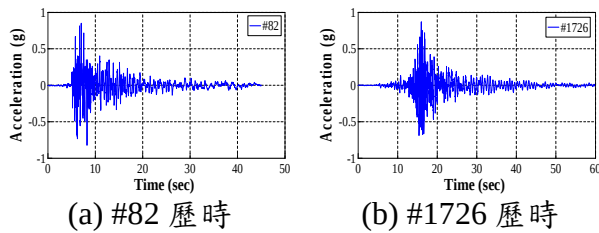
⁵ 國家地震工程研究中心專案助理研究員

⁶ 國立台灣大學機械工程研究所研究生

⁷ 國立台灣大學土木工程研究所研究生

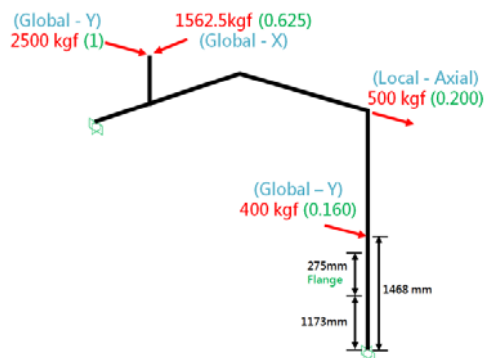
2.2 試驗測試波設計

依據電廠反應廠房之簡化模型(集中質量模型)中,挑選兩筆管線所在樓層處之地震加速度歷時紀錄(#82, #1726),並考量 EPRI-NP-6041[3]所規定管線阻尼比採用 5%,將取得之樓板加速度歷時轉換為與電廠設計樓板反應譜相符之地震歷時作為分析之輸入波,地震加速度歷時如圖二所示。



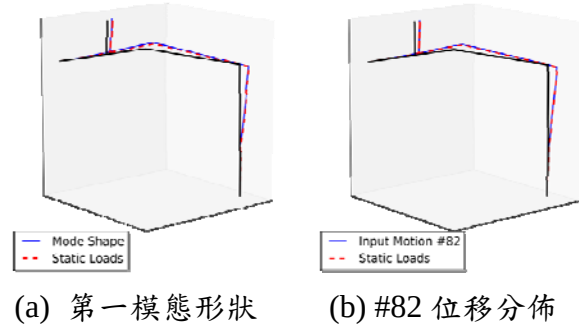
圖二 地震加速度歷時

經由管線數值模型模態分析結果,第一振態最大位置分別位於 MOV 重心位置 X 向及 Y 向、管線彎頭接頭處(Elbow)與法蘭處(Flange)。依據動力分析最大剪力與彎矩分佈圖結果,可求得等效集中載重(圖三)為:(1)、MOV 重心位置 X 方向為 1562.5 kgf;(2)、MOV 重心位置 Y 方向為 2500 kgf;(3)、管線彎頭接頭處之水平管道軸向位置為 500 kgf;(4)、法蘭處 Y 方向為 400 kgf。

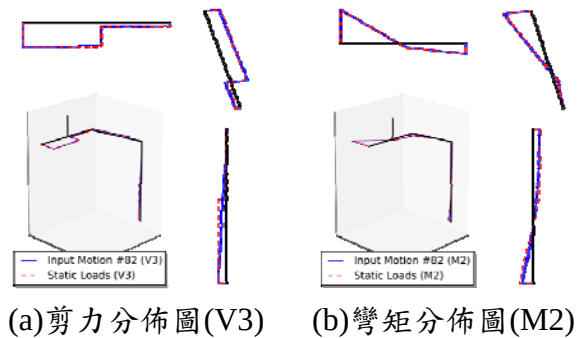


圖三 反覆載重試驗荷重施加模式

為了進一步驗證所提出之靜態集中載重模式下之反應可代表管線試體於地震力下最大反應,將與模態反應及地震力下位移反應進行比較(圖四);集中載重作用下之剪力與彎矩反應和地震力#82 進行比較,如圖五所示,可發現其反應結果非常相近。



圖四 模型位移反應比較



圖五 #82 模型剪力彎矩比較情況

三、RHR 管線系統擬靜態試驗

3.1 管線試體配置

本試驗主要模擬電廠足尺餘熱移除管線系統之受震反應,將動態地震力簡化為等值集中載重靜力之擬靜態反覆載重試驗,且於試驗中,試體維持滿水狀態並穩定其水壓。

試體兩端邊界銲接於轉接板上,轉接板再透過荷重計與反力牆/強力地板相接,由荷重計數據可得試體軸向與橫向反力值。試體構件部分,管線、法蘭/頸縮接頭、彈簧支承架採用電廠實體設備組裝,而馬達電動閥門(MOV)則以三通管與質量塊模擬,試體組裝完成情況如圖六所示。



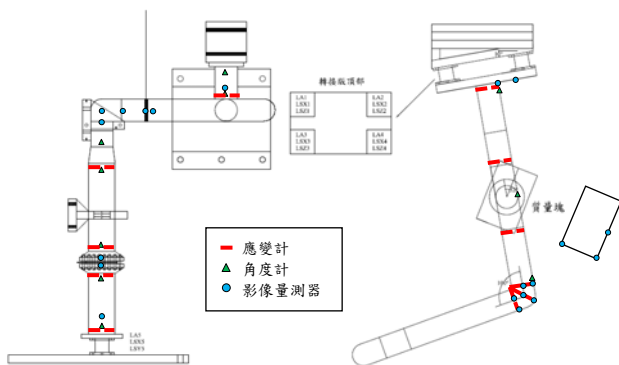
圖六 試體組裝完工圖

3.2 試驗設計介紹

本試驗規畫分為兩個階段：Case_1：彈性範圍內，以一組 1000kN 油壓致動器放置於質量塊處與兩組 500kN 油壓致動器分別置於法蘭接頭與彎管接頭處進行施力；Case_2：預期達破壞之反覆載重試驗，以一組 1000kN 油壓致動器放置於質量塊處，直至管線系統失效。失效定義分為兩類，一為試驗過程中試體維持水壓能力喪失，一為試體異常變形，兩者發生其一即判定為失效。

試驗裝置包含施力設備、夾具、水壓控制系統、感測計及資料擷取系統。水壓控制系統維持試體管內水壓為 7 kgf/cm^2 ，容許變化範圍取為正負 0.5 kgf/cm^2 ，試驗進行中全程監控水壓變化情況。

試驗所用之量測儀器包括：(1)、角度計，主要分佈於垂直管段接頭兩側，量測接頭受外力彎矩旋轉情況；(2)、應變計(包含螺栓應變計)，主要於垂直管底部與轉接板連接處(S1)、法蘭接頭兩側(S2/S3)、頸縮接頭小管徑處(S4)、水平彎管處(S5/S6/S7)、三通管垂直段底部與水平段兩側銲接處(S8/S9/S10)及出口端(S11)，每一處各別於管圓周四點放置雙軸向或三軸向應變計，量測管材降伏情況；(3)、荷重計，放置於試體邊界處，垂直管底部放置一組(L5)，水平管頂部邊界放置四組(L1/L2/L3/L4)與(4)、影像量測系統，主要量測試體三度空間中之位移量，各儀器分佈位置如圖七所示。

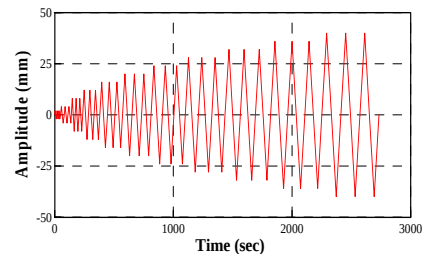


圖七 儀器分佈位置

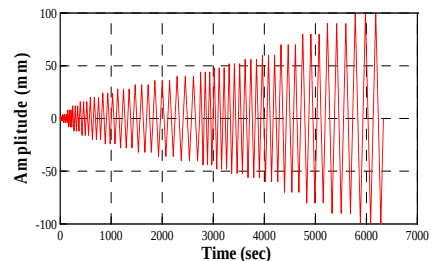
3.3 試驗測試波

依據數值模行中所簡化之集中靜荷載與側推分析結果，可得到 SSE 地震力下所需最大力量與位移量分別為 30kN 與 4mm，且由數值分析結果判斷試體於降伏前之最大位移量約為 15 mm。

試驗中採用三組油壓致動器進行擬靜態反覆載重試驗，分別於MOV處擺置 1000 kN 油壓致動器與彎管、法蘭處各一支 500 kN 油壓致動器。其中，MOV 處致動器採用位移控制，為試驗中主要施力設備，彎管與法蘭處致動器採用力量控制，其力量分配比例分別為 0.2 及 0.16 倍之 1000kN 致動器之力量大小，其試驗測試波如圖八所示。



(a) 彈性範圍內反覆載重測試波(case_1)



(b) 預期破壞反覆載重測試波(case_2)

圖八 試驗測試波

四、擬靜態反覆載重試驗結果

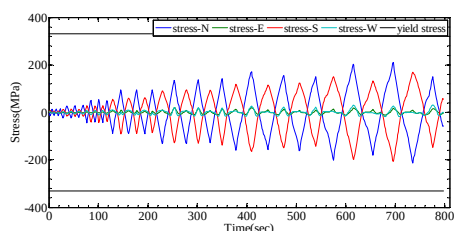
本次試驗破壞發生點位於模擬 MOV 閥門之三通管底部，因局部應力過大導致管壁因反覆加載破裂而產生洩漏。

由試驗結果驗證，採用平面應力與彈性假設，將應變轉換為應力，並將軸向及弧向應變計數值轉換為軸向應力值(如式 1 所示)，可藉由試體材料之應力變化確認管線系統降伏情況。

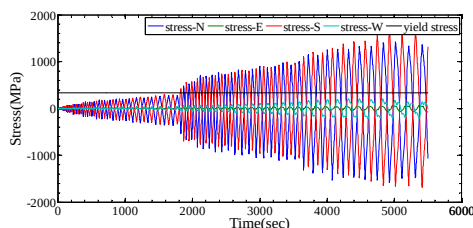
$$\sigma_A = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_A + \nu\varepsilon_C) \quad (式 1)$$

其中， σ_A 為主要應力， E 為楊氏模數， ν 為柏松比， ε_A 、 ε_C 為軸向、弧向應變。

圖九為三通管底部應變計(S9)變化，由圖中可觀察 Case_1 彈性範圍內之應力均落於材料降伏強度(331MPa)以下，而 Case_2 當致動器振幅達到 20mm~30mm 時，試體表面開始產生降伏。圖十為試體進圍阻體處(S11)之應力情況，Case_1 並未達到降伏強度，而 Case_2 當油壓致動器振幅達到 60mm~80mm 時，表面開始產生降伏，可計算並證明破壞點為最大應力發生處。

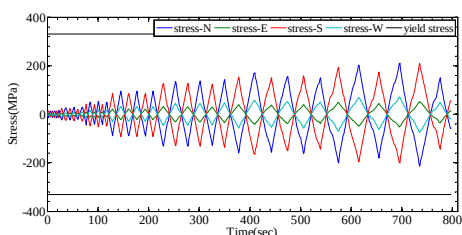


(a) case_1

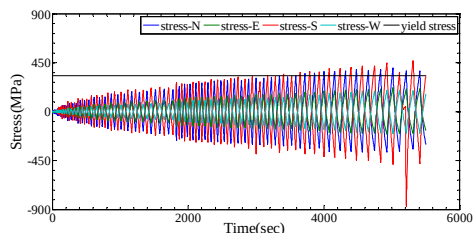


(b) case_2

圖九 MOV 處應力與材料降伏應力比較



(a) case_1



(b) case_2

圖十 圍阻體處應力與材料降伏應力比較

試驗中角度計於垂直管段呈現剛體旋轉現象，油壓致動器作用所造成之彎矩幾乎由垂直管線段底部之荷重計旋轉變形吸收。而由影像量測結果，可觀察出彈簧支撐架之 U 型管夾與接近之管壁量測點 D8 與 D9 位移反應幾乎重疊，因此實驗過程中彈簧支承架與管道間並無產生滑移現象。

五、結論與建議

由試驗結果數據觀察，當管線系統於彈性範圍之循環載重試驗(Case_1)，與反力牆連接處(S11)為最大應力位置，次要應力位置發生於三通管處(S9)。而當管線系統於破壞循環載重試驗時(Case_2)，管線試體破壞位置為三通管處(S9)，且三通管處(S9)較反力牆連接處(S11)試體先達降伏點，由於三通管內部為鉚接 H 型鋼與剪力釘，並灌入無收縮砂漿加勁之，並非實際電廠內馬達驅動閥門，而三通管內部混凝土承受一定量外力導致先碎裂，造成三通管處勁度下降，在此時三通管處勁度(S9)將比反力牆連接處(S11)小，導致最後破壞點位於三通管處。

若以電廠情況判斷，MOV 閥門處與進圍阻體管線處之強度應進行檢核，以避免地震來臨時發生破裂洩漏現象。

參考文獻

- [1] Y.N. Huang, A. S. Whittaker, and N. Luco, "A probabilistic seismic risk assessment procedure for nuclear power plants: (I) Methodology." Nuclear Engineering and Design, 241(9), 3996-4003, (2011a).
- [2] Y.N. Huang, A. S. Whittaker, and N. Luco, "A probabilistic seismic risk assessment procedure for nuclear power plants: (II) Application." Nuclear Engineering and Design, 241(9), 3985-3995, (2011b).
- [3] Final Safety Analysis Report (FSAR) for Lungmen, (2012), Taiwan Power Company.

核電廠設備物錨定之耐震評估分析方法研究

曹心瑜¹ 柴駿甫² 林凡茹³

摘要

核電廠耐震性能評估中，通用執行程序（Generic Implementation Procedure, GIP）與耐震餘裕評估（Seismic Margin Assessment, SMA）為工程界較為熟悉之決定性評估方法之一。其中，美國核能管制委員會（Nuclear Regulatory Commission, NRC）於 1988 年同意採用耐震驗證業主團體（Seismic Qualification Utility Group, SQUG）研擬之通用執行程序（GIP）檢核運轉中核電廠關鍵機電設備之耐震裕度，1991 年則於 NUREG-1407 同意可採 EPRI NP-6041-M-Rev.1 執行運轉中核電廠受地震事件之耐震餘裕評估。

GIP 主要針對機械與電氣設備進行現場耐震巡查與篩選，其目的在確保 SSE 安全停機之設備清單中篩選排除具有足夠耐震裕度之設備。EPRI NP-6041 則為針對特定審查等級地震，使用「確定性保守破壞餘裕」（CDFM）方法，計算結構與各構件之「高信心度且低失效機率」（HCLPF）之耐震容量，以評估核電廠之耐震餘裕地震。

本研究以核電廠設備物錨定評估為例，比較 GIP 耐震裕度檢核執行步驟與 EPRI-6041 之 CDFM 耐震餘裕評估方法，據以探討兩種耐震評估方法於核電廠設備錨定之適用性。

關鍵詞：通用執行程序、核電廠耐震餘裕評估、高信心度且低失效機率

一、前言

美國核電廠構件之耐震評估可分為確定性（Deterministic）與機率性（Probabilistic）兩類評估方法。確定性耐震評估法之中，NRC 在 1988 年正式簽署同意採用 SQUG 研擬之「通用執行程序」（Generic Implementation Procedure, GIP），檢核運轉中核電廠關鍵機電設備之耐震餘裕，作為 USI A-46 的解決方案，現行之 SQUG GIP 3A（SQUG, 2001）則為 2001 年發行之最新版本。此外，NRC 於 1991 年要求美國所有運轉中的核電廠，依據 NUREG-1407（NUREG, 1991）執行外部事件檢查（IPEEE），NUREG-1407 同意可用 EPRI NP-6041（EPRI, 1991）執行核電廠耐震餘裕評估（Seismic Margin Assessment, 簡稱 SMA）。

本文以設備物錨定螺栓評估為例，說

明並比較 GIP 及 EPRI NP-6041 兩種核電廠確定性耐震評估方法程序，據以探討兩種評估方法於錨定螺栓耐震評估之適用性。

二、耐震性能驗證方法

根據 GIP 4.4 節“Anchorage Adequacy”以及附錄 C “Anchorage Data”，設備物錨定耐震裕度評估程序包括四個步驟：

1. 錨定安裝檢查（Anchorage Installation Inspection）：

為能評估設備物錨定的耐震性，首先需確認錨定安裝是否適當以及連接該設備物之基座狀態。檢查方式包含目視檢查與量測，並視需要查閱核電廠之設計文件與圖面。此檢查包含 14 個要項：設備物特性、錨定類型、錨定尺寸和位置、安裝妥當度、埋置深度、錨定間隙、錨定間距、

¹ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

邊距、混凝土強度與狀態、混凝土裂縫位置與尺寸、機櫃內含重要電驛、設備物基座勁度與彎翹行為、設備物基座強度與結構負載傳遞路徑、埋置鋼與基板。

2. 錨定耐震容量計算(Anchorage Capacity Determination)：

錨定安裝檢查完畢之後，參照 GIP 附錄 C，由錨定種類與尺寸決定其標稱容許容量(Nominal allowable capacities)，再依錨定安裝檢查之結果，乘上對應折減係數，即可得錨定之拉力與剪力耐震容量。以拉力容量為例，其容許值計算公式如下：

$$P_{all} = P_{nom} \cdot RT_p \cdot RL_p \cdot RS_p \cdot RE_p \cdot RF_p \cdot RC_p \cdot RR_p \quad (2.1)$$

其中， P_{all} 為容許拉力容量； P_{nom} 為標稱容許拉力容量； RT_p 為對應不同錨定種類之折減係數； RL_p 為埋置深度之折減係數； RS_p 為錨定間距之折減係數； RE_p 為錨定邊距之折減係數； RF_p 為混凝土強度之折減係數； RC_p 為混凝土裂縫之折減係數； RR_p 為機櫃內含重要電驛之折減係數。

3. 耐震需求計算 (Seismic Demand Determination)：

計算錨定耐震需求時，先依過去地震經驗數據或一般的地震測試數據而得樓板反應譜，再搭配設備物特性如阻尼、自然頻率與所安裝位置，即可得設備物受震之加速度反應。樓板反應譜需依其保守度乘上對應的額外保守因子(Additional factor of conservatism)，其值如表 1 所示。

錨定螺栓所受地震作用，可依據設備物錨定位置與設備所受之地震慣性力，採靜力分析算出各錨定之地震作用力，並利用 SRSS 合併不同方向之地震慣性力，再加上其他非地震外力，即可算出錨定耐震需求。錨定靜力分析之慣性力計算，即將設備所受之加速度乘上設備物質量與等效靜力係數。根據 EPRI NP-5228(EPRI, 1991)，等效靜力係數取 1.0。

表1 樓板反應譜之額外保守因子

樓板反應譜種類	額外保守因子
1.5 倍 SSE 地表反應譜。設備需置於有效地表高程以上 40 呎範圍內且設備具有大於 8 Hz 自然頻率	1.25
實際(中值)SSE 樓板反應譜	1.25
保守(設計)SSE 樓板反應譜	1.0

4. 比較耐震容量與需求 (Comparison of Capacity to Demand)：

GIP 附錄 C 詳述各類別錨定耐震評估判斷公式。以膨脹螺栓為例，當錨定同時受到拉力與剪力交互作用，可採線性或雙線性公式判斷耐震容量是否大於需求。其中，線性公式較為保守，而雙線性公式則較趨近於實際容量：

(1) 線性公式(Linear formulation)：

$$\frac{V}{V_{all}} + \frac{P}{P_{all}} \leq 1.0 \quad (2.2)$$

(2) 雙線性公式(Bilinear formulation)：

$$\begin{aligned} \frac{P}{P_{all}} &\leq 1.0, & \text{for } \frac{V}{V_{all}} &\leq 0.3 \\ 0.7 \frac{P}{P_{all}} + \frac{V}{V_{all}} &\leq 1.0, & \text{for } 0.3 < \frac{V}{V_{all}} &\leq 1.0 \end{aligned} \quad (2.3)$$

其中， P 為錨定在地震時所受拉力加上靜載重； V 為錨定在地震時所受剪力加上靜載重； P_{all} 為錨定容許拉力容量； V_{all} 為錨定容許剪切容量。

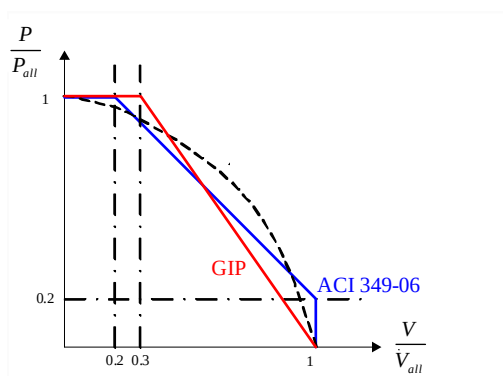


圖 1 膨脹螺栓拉力與剪力互制示意圖

三、EPRI-6041 檢核方法

EPRI-6041 之設備物錨定耐震裕度評估，應以 CDFM 方法計算，使其容量值具 98% 超越機率，以符合 HCLPF 評估之要求。其評估程序分為三個步驟，分別為：錨定耐震需求計算、耐震容量計算、比較耐震容量與需求以求得 CDFM SME。

錨定耐震需求計算包括螺栓之靜載重 (P_{DL})，以及將不同方向地震力引致之拉力或剪力，採 100-40-40 規則組合計算，以求得因 SMER 引致之拉力 P_s 與剪力 V_s 。

耐震容量計算方面，以錨定於混凝土之膨脹螺栓為例，依據 EPRI NP-6041 附錄 O “Anchorage capacity of expansion anchor bolts in concrete”，膨脹螺栓容量定義如(3.1)式：

$$C = \frac{\text{Mean Ultimate Capacity}}{F_s} \quad (3.1)$$

其中，C 為膨脹螺栓容量，分為拉力 P_c 或剪力 V_c ；Mean Ultimate Capacity 為平均極限容量，可由出廠資料或 EPRI NP-5228 得知； F_s 為安全係數，係用來增加欲求取之螺栓容量保守度，根據膨脹螺栓破壞資料庫(failure data)，其分佈接近常態分布，依據 EPRI NP-6041 建議計算約可達成 2% 破壞機率之耐震容量。若螺栓所在混凝土為未開裂混凝土，則安全係數(F_s)可依據(3.2)式求得：

$$F_s = [1 - 2.05(\text{COV})]^{-1} \quad (3.2)$$

其中，COV 為破壞容量的變異數，EPRI NP-6041 建議當膨脹螺栓受拉力破壞時，COV 取 0.28，若受剪力破壞時取 0.245。代入判斷式(3.2)式後，求得未開裂混凝土膨脹螺栓受拉力之安全係數建議值為 2.4，若受剪力則為 2.0。若螺栓所在位置周圍混凝土為開裂混凝土，則安全係數(F_s)可依其裂縫寬度參考 EPRI NP-6041, 1991 表 O-3 求得。

在計算膨脹螺栓耐震容量時，由 NP-5228(EPRI, 1991)可得依據不同混凝土

強度與螺栓直徑之參考平均極限容量 $\overline{P_R}$ 、 $\overline{V_R}$ 。而計算平均極限容量 $\overline{P_C}$ 、 $\overline{V_C}$ 必須考量螺栓相關折剪因子，包含螺栓類型因子 R_T 、螺栓間距因子 R_S 以及螺栓與混凝土邊界因子 R_E ，依 (3.3) 方程式計算即可求得平均極限容量 $\overline{P_C}$ 、 $\overline{V_C}$ 。

$$\begin{aligned} \overline{P_C} &= R_T R_S R_E \overline{P_R} \\ \overline{V_C} &= R_T R_S R_E \overline{V_R} \end{aligned} \quad (3.3)$$

根據膨脹螺栓容量定義(3.1)式，並由 EPRI NP-6041, 1991 表 O-3 依不同裂縫狀態查得之安全係數，可依(3.4)式求得 CDFM 之容量。

$$\begin{aligned} P_C &= \frac{\overline{P_C}}{F_{s_r}} \\ V_C &= \frac{\overline{V_C}}{F_{s_v}} \end{aligned} \quad (3.4)$$

由已知的膨脹螺栓容量與需求，依據拉力與剪力互制方程式(3.6)式求得螺栓最大荷重(P_M 、 V_M)，由螺栓最大荷重與耐震需求之關係式(3.5)式計算耐震需求放大比例係數(FS)_I。最後，以此耐震需求放大比例係數(FS)_I修正 RLE，求得 CDFM SME。

螺栓最大荷重與耐震需求之關係式如下，其中，(FS)_I 為比例係數(scale factor)：

$$\begin{aligned} P_M &= (FS)_I P_s + P_{DL} \\ V_M &= (FS)_I V_s \end{aligned} \quad (3.5)$$

拉力與剪力之互制方程式為

$$\begin{aligned} \frac{P_M}{P_C} &\leq 1.0 \\ \frac{V_M}{V_C} &\leq 1.0 - 0.7 \left(\frac{P_M}{P_C} \right) \end{aligned} \quad (3.6)$$

由(3.5)式與(3.6)式求得比例係數(FS)_I，最後以(3.7)式得到膨脹螺栓之 CDFM SME。

$$\text{CDFM SME} = (FS)_I \text{SME}_R \quad (3.7)$$

四、結論與展望

計算耐震容量時，GIP 及 EPRI-6041 均考量螺栓及混凝土相關折減因子，其中，GIP 較 EPRI-6041 多考量埋置深度、錨定邊距及機櫃內含重要電驛等折減係數。而對於計算耐震需求，GIP 以 SRSS 方式合併且考慮設備物所在位置，求得拉力與剪力之地震慣性力，並提供耐震需求保守因子；EPRI-6041 則是以 100-40-40 規則求得地震慣性力。最後，GIP 已提供耐震需求保守因子，因此以拉力剪力互制公式作為錨定容量判斷依據；EPRI-6041 則是以拉力剪力互制方程式與螺栓最大荷重關係式，求得比例係數 $(FS)_I$ ，進而求得 CDFM SME。

	GIP	EPRI-6041
耐震容量 計算 (capacity)	於 GIP 取得「標稱容許容量」，根據錨定安裝情形乘上對應折減係數，包含錨定種類、埋置深度、錨定間距、錨定邊距、混凝土強度、混凝土裂縫及機櫃內含重要電驛等折減係數。	由 NP-5228 依據不同混凝土強度與螺栓直徑得「參考平均極限容量」 $\overline{P_R}$ 、 $\overline{V_R}$ ，螺栓類型、螺栓間距、螺栓與混凝土邊界。
耐震需求 計算 (demand)	根據設備物位置及以 SRSS 合併之地震慣性力，以靜力分析計算各錨定之地震作用力。	考慮螺栓靜載重，及以 100-40-40 規則計算地震慣性力，以求得因 SME_R 引致之拉力 P_s 與剪力 V_s 。
耐震能力 評估	使用雙線性拉力與剪力互制方程式，判斷容量是否大於需求。	由拉力與剪力之互制方程式及螺栓最大荷重與耐震需求關係式，計算耐震需求放大比例係數 $(FS)_I$ ，求得 CDFM SME。

參考文獻

1. NUREG-1407 (1991), "Procedural and Submittal Guidance for the Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities", US Nuclear Regulatory Commission.
2. GIP, Revision 3A (2001), "Generic Implementation Procedure for Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment", Seismic Qualification Utility Group (SQUG).
3. EPRI NP-5228, Revision 1 (1991), "Seismic Verification of Nuclear Plant Equipment Anchorage", Electric Power Research Institute.
4. EPRI NP-6041-M-Rev.1 (1991), "A methodology for assessment of nuclear power plant seismic margin", Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

地震引起海嘯所致住宅建築物毀損之評定及鑑定基準探討

鍾立來¹、涂耀賢²、葉勇凱¹、黃富國³、邱聰智¹、周德光¹

楊耀昇¹、翁樸文¹、沈文成¹

摘要

有鑑於 2011 年日本 311 東北地震除了大量建築物傾倒損毀外，更引發大規模海嘯而釀成巨災。可見地震災害不只結構損壞，常常伴隨海嘯等複合性災害，均造成為數不少的災害。因此，如何事先建立損害評定及鑑定基準，都是地震防災領域之重要課題。現行建築物全損評定及鑑定基準主要是針對建築物受震後，主體結構損毀程度後進行判斷，至於地震引起海嘯所致住宅建築物毀損，尚無全損評定及鑑定基準，因此本研究將提出一套全損評定鑑定基準建立，可供地震引起的複合性災害如海嘯所導致建築物全損評定之參考。

關鍵詞：保險理賠、地震、海嘯、複合性災害

一、前言

2011 年日本 311 東北地震規模 9.0，引發大規模海嘯，造成超過 2 萬人死亡和失蹤，其中大多數因海嘯侵襲沿海鄉鎮而受難。根據日本國土地理院之災後調查結果，日本 311 大地震所引起之海嘯，侵襲東日本沿海地區，概略估計其造成之淹水範圍約 561 平方公里[1]。Mori, Takahashi et al.[2]發表之文章則指出日本 311 大地震所引起之海嘯，其造成之最大溢淹高度(Maximum Inundation Height)為 19.5 公尺(日本仙台地區)，平均溢淹高度約為 10 公尺，而在日本宮古市地區觀測到最大溯升高(Maximum Run-up Height)為 39.7 公尺。

臺灣與日本同樣位處於環太平洋地震帶的西緣，過去也曾有多次海嘯的紀錄，李昭興，許明光等人[3]指出，於 1867 年的基隆海嘯明確造成重大的災情，而 1781 年臺灣南部高屏一帶也可能發生過大海嘯。臺灣東岸由於地形陡峭，但居住位置通常群聚在港口或淺灘附近，仍有海嘯侵襲之可能。臺灣四面環海且建有眾多水利設施，如水壩及堤防等，必須考慮由地震引

起之海嘯與水壩及堤防決口之可能性，因此地震引起海嘯致住宅建築物毀損之評定及鑑定基準是為本研究探討之主題。

現行全損認定標準及程序係參考薛強等人(2008)[4, 5]建議之住宅地震保險全損認定標準，並經金管會於 2012 年 2 月函文發佈「住宅地震保險全損評定及鑑定基準」(以下簡稱本基準)[6]實施在案。本基準[6]所稱全損，係指本保險承保之住宅建築物受損情形達「不堪居住必須拆除重建」或「非經修復不適居住且修復費用為危險發生時之重置成本百分之五十以上」者，才能獲得理賠。目前針對大規模地震引起海嘯所致住宅建築物毀損，尚無全損評定及鑑定基準，而主要倚重複評審查機制。

因此本研究將參考日本住宅地震保險制度、311 地震引發大規模海嘯及區域性大火之理賠處理方式及經驗[7]，以及相關案例與文獻資料，進行地震引起海嘯所致住宅建築物毀損之全損評定鑑定基準建立之研究。

二、海嘯所致住宅建物毀損成因探討

¹ 國家地震工程研究中心

² 德霖技術學院營建科技學系

³ 淡江大學水資源及環境工程學系

根據國際海嘯資訊中心(International Tsunami Information Center, ITIC)所公布的海嘯定義：『海嘯是一系列具有極長週期與波長的巨大波浪，這些波浪通常是經由具猛烈衝擊性的海下擾動、近岸或海中的地質活動所造成。當大量的海水遭到海床位移(如海床突然隆起、下陷或海底山崩)，海水便會因為重力的影響產生海嘯。』。

從歷史海嘯破壞的研究可知，建築物的耐海嘯能力與海嘯的規模有關。相對而言，木結構建築較易受破壞甚至毀壞，而對於經良好設計的混凝土結構建築，一般只有輕微的結構性破壞。海嘯對建築物的影響，可以歸結為：從水淹沒的直接靜水壓力、水動力、水中雜物造成之衝擊力、漂浮物和可燃液體造成之蔓延火勢、沖刷和斜坡造成之建築物基礎破壞等。

2004 年印度洋大地震發生於 2004 年 12 月 26 日當地時間為上午 7 時 58 分。震央位於印尼蘇門答臘以北的海底。當地地震局測量為震矩規模 6.8，最後印度洋大地震確定為震矩規模達到 9.3，引發高達 30 公尺的海嘯，波及範圍遠至波斯灣的阿曼、非洲東岸索馬里亞及模里西斯等國，地震及震後海嘯對東南亞及南亞地區造成巨大傷亡，在印度、斯里蘭卡等國家造成大量人員遇難，而印尼的死傷人數為最多[8~10]。

2011 年日本東北大地震發生在當年 3 月 11 日當地時間 14 時 46 分，震央位於仙台市以東的太平洋海域約 130 公里處，距日本首都東京約 373 公里，地震規模為震矩規模 9.0。日本東北沿太平洋沿岸及北海道東部沿岸都受到了海嘯的侵襲，波浪高度最高達 40.5 公尺，沿海地區遭到毀滅性的破壞。東北地方人口最多的宮城縣，縣內沿海城市多遭受海嘯襲擊。首府仙台市市區在海嘯侵襲後造成嚴重水災，多數居民被迫撤離。仙台機場跑道大部分被淹，只留下航廈大樓。氣仙沼市港邊的漁船用油槽被捲倒引發大火，燃燒物隨浪潮漂流，全市陷入火海並燃燒多時[11~13]。

對於建築物的影響探討，根據相關文

獻報導[8-13]，可歸納出海嘯對建築物的影響如下：

- 1.木造建築完全被摧毀：木結構房屋在地震還倖存，但當海嘯襲擊後完全瓦解。
- 2.未經結構設計之鋼筋混凝土建築物的損壞：遭受顯著的結構性損壞，導致部分或全部倒塌。
- 3.海嘯沖擊下造成砌體填充牆的毀壞：海嘯水流沖擊下造成砌體填充牆毀壞。
4. 碎片漂浮物對於低矮建築物的影響：海嘯發生時帶動大量水流，由於水流之浮力衝擊力等因素，從而帶起原陸地物品或原水中物品(漁船)，在漂流後夾著力量撞擊破壞建築物。
5. 基礎缺乏足夠錨定：對於磚石建築物或單層鋼筋混凝土的房子，由於建築物缺乏足夠的錨定，海嘯的沖擊力造成建築物漂流。
- 6.海嘯的浮力效應造成鋼筋混凝土建築物和碼頭的毀損：海嘯的壓力及沖擊力和波浪浮力毀損建築物。
- 7.海水嚴重沖刷掏空侵蝕建築物基礎：經過海水嚴重沖刷，導致建築物的基礎破壞。

三、地震引起海嘯所致住宅建築物毀損之全損評定及鑑定基準

本節僅針對地震引起海嘯所造成之上部結構損壞進行探討。至於地震震動與地震引起海嘯所造成的上部結構損壞屬於複合式災害，其全損評定及鑑定基準將於第四節討論。

日本在歷史上經常遭遇海嘯侵襲，因而極易遭受巨大損失，為此日本政府非常重視預防海嘯帶來的災害，並建立了比較完備的海嘯預防及避難體系。此外日本保險制度較為完善，其因應措施及處理經驗亦有諸多參考價值。依據參考文獻[7] 其全損評定及鑑定基準如表 1：

表一 日本海嘯淹水損害認定基準表

全損	淹水超過門楣至屋樑之間者
半損	淹水超過地面或樓板以上 45 公分
部分損失	基礎淹水，然建築物損失未達全損或半損者

建築物破壞程度與海嘯強度、溢淹高度及建築物種類有關[14]。印度洋海嘯對於建築物破壞等級如中等或嚴重破壞與海嘯溢淹高度、大水流速、動力水壓及建築物種類的關係[15]。2011 年日本東北海嘯對於建築物災害統計，建築物破壞等級與海嘯溢淹高度、及建築物種類的關係[16]。根據上述統計資料整理如表 2，說明海嘯溢淹高度與各建築物種類不同損壞程度關係。

表二 海嘯溢淹高度與建物損壞程度關係表

損壞程度	海嘯溢淹高度(m)		
	RC 建築物	混凝土砌塊	木造建築物
中度破壞	-	3	1.5
嚴重破壞	8	7	2

根據本中心於 101 年度與內政部建築研究所之研究計畫「低矮型鋼筋混凝土建築結構耐海嘯能力之研究」[17]，由海嘯之參數(溢淹高度、流速及通量)及建築物之參數(形狀、高度及迎向海嘯之面積)，進行水理分析，求取海嘯作用於結構之衝擊力，再將衝擊力等相關受力轉化為等效之海嘯作用力，視為低矮型鋼筋混凝土建築結構耐海嘯之需求；配合結構之參數(構件尺寸、配筋及材料強度)，於固定基礎的假設下，進行側推分析，直到結構構件破壞而韌性用盡，從而取得低矮型鋼筋混凝土建築結構耐海嘯之容量；根據低矮型鋼筋混凝土建築結構耐海嘯之需求及容量，再來評估其耐海嘯之能力。

其有 2 個計算示範例假設於花蓮市郊海邊距海岸線 450 公尺之一般濱臨海邊傳統街屋結構，分別為三層樓與二層樓，其計算結果如表 3。

表三 建築物海嘯衝擊迎浪高度表

樓層	迎浪高度(m)		
	窄面	寬面	臨界值
三層樓(高度 10.5m)	8	6	7 (2/3×10.5)
二層樓(高度 7m)	7	4	4.67 (2/3×7)

建議將認定「不堪居住必須拆除重建」之判定標準，訂為當地震引致之海嘯其溢淹高度達建築物 2/3 高度以上時，則建築物認定為「不堪居住必須拆除重建」。

通常海嘯對建築物的衝擊力，屬於水平側推力，因此建築物受水體衝擊後，上部結構的損傷表徵，與震損的表徵類似，所以海嘯侵襲後，觀察結構桿件的損傷程度，可以沿用構件受震損的判定標準[4~6]。

四、地震震動與地震引起海嘯所致住宅建築物毀損之全損評定及鑑定基準

地震震動與地震引起海嘯與決口所致住宅建築物全損評定及鑑定基準，如第 3 節所述，建築物損傷包括地震造成之震害及地震引起海嘯所導致之洪水衝擊，二者共同對於建築物結構的損傷表現在結構構件的損傷程度，其全損評定及鑑定基準如下：

1. 當海嘯或缺口溢淹高度超過該幢建築物之 2/3 高度時，認定為「不堪居住必須拆除重建」，視為全損。
2. 若未達前項標準，則檢視地震及其引起之海嘯是否導致建築物結構損傷，則沿用構件受震損的判定標準[4~6]。

五、結論與建議

本研究對於地震引起海嘯所致住宅建築物毀損之住宅地震險全損評定鑑定基準，建立其全損標準，至於未達全損標準其餘評定基準則同於震損導致結構桿件的損傷程度，可以沿用構件受震損的判定標準。建議持續增補相關案例，再統計其參

數，該評估基準將漸趨完善，更具實務應用性及代表性。

參考文獻

1. 國土地理院，(2011a)，"津波による浸水範囲の面積（概略値）について（第5報）" 国土交通省，日本。
2. Mori N., Takahashi T., Yasuda T., and Yanagisawa H., (2011), "Survey of 2011 Tohoku earthquake tsunami inundation and run-up." *Geophys. Res. Lett.* 38 p. L00G14.
3. 李昭興、許明光、鄭文彬、蕭士俊、林欽隆、郭鎧紋、陳致宏，(2006)，"我國東北角海嘯警報系統建立之初始研究" 中央氣象局研究報告，台北。
4. 薛強、陳正忠、吳嘉偉、周文陽，(2008)，"住宅地震基本保險全損理賠認定標準" 財團法人住宅地震保險基金，委託研究報告，台北。
5. 陳正忠、薛強、吳嘉偉，(2011)，"住宅地震基本保險與鋼筋混凝土構造物全損理賠認定基準" 中興工程季刊第 110 期 p. 5-12。
6. 財團法人住宅地震保基金，(2012)，"住宅地震保險全損評定及鑑定基準" 中華民國 101 年 2 月 1 日金管保策字第 10002181690 號函核准，台北。
7. 財團法人住宅地震保險基金，(2011)，"住宅地震保險制度參酌日本及紐西蘭震災因應措施及處理經驗之檢討報告" 財團法人住宅地震保險基金，台北。
8. Ruangrassamee A., Yanagisawa H., Foytong P., Lukkunaprasit P., Koshimura S., and Imamura F., (2006), "Investigation of Tsunami-Induced Damage and Fragility of Buildings in Thailand after the December 2004 Indian Ocean Tsunami." *Earthquake Spectra* 22(S3) p. S377-S401.
9. Saatcioglu M., Ghobarah A., and Nistor I., (2006a), "Performance of Structures in Indonesia during the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami." *Earthquake Spectra* 22(S3) p. S295.
10. Saatcioglu M., Ghobarah A., and Nistor I., (2006b), "Performance of Structures in Thailand during the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami." *Earthquake Spectra* 22(S3) p. S355.
11. EERI, (2011a), "The Tohoku, Japan, Tsunami of March 11, 2011: Effects on Structures." Earthquake Engineering Research Institute, Special Earthquake Report, California.
12. EERI, (2011b), "Bridge Performance in the Mw 9.0 Tohoku, Japan, Earthquake of March 11, 2011." Earthquake Engineering Research Institute, Special Earthquake Report, California.
13. EERI, (2011c), "The Japan Tohoku Tsunami of March 11, 2011." Earthquake Engineering Research Institute, Special Earthquake Report, California.
14. Koshimura S., Namegaya Y., and Yanagisawa H., (2009), "Tsunami Fragility— A New Measure to Identify Tsunami Damage." *Journal of Disaster Research* Vol. 4(No.6) p. 479-488.
15. Suppasri A., Koshimura S., and Imamura F., (2011), "Developing tsunami fragility curves based on the satellite remote sensing and the numerical modeling of the 2004 Indian Ocean tsunami in Thailand." *Natural Hazards and Earth System Sciences* Vol. 11 p. 173-189.
16. Imamura F., Imai K., Harada K., Koshimura S., Mas E., and Suppasri A., (2012), "Developing tsunami fragility curves from the surveyed data of the 2011 great east Japan tsunami in Sendai and Ishinomaki plains." *Coastal Engineering Journal* 54(01) p. 1250008.
17. 林建宏、楊德良、蕭輔沛、古孟晃、邱聰智，(2012)，"低矮型鋼筋混凝土建築結構耐海嘯能力之研究" 內政部建築研究所，內政部建築研究所協同研究報告，新北市。

救災用複合材料輕量化便橋之研究與開發

葉芳耀¹ 張國鎮² 宋裕棋³ 洪曉慧¹

摘要

本文成功開發一種可快速建構的輕量化、方便組裝與可重覆使用之緊急救災用複合材料輕便橋，能有效解決颱風、洪水及地震等天然災害造成橋梁損毀或斷裂，使得部份地區形成孤島，導致緊急救災物資無法及時運送進入災區，以及民眾無法緊急疏散或就醫之困境。藉由緊急救災用複合材料輕便橋，防救災單位之警消人員或災區居民，可透過人工與簡單機具，在 6 小時內完成緊急搶通，有效掌握黃金救援時刻！

關鍵詞：救災用輕便橋、複合材料斜張橋、輕量化、可攜式、可重覆使用

一、前言

近年來，受到氣候極端化之影響，颱風、洪水等天然災害發生頻繁，橋梁因洪水衝擊及地震導致損毀的情形亦時有所聞，如 2009 年莫拉克颱風帶來之強降雨導致的八八水災，造成全國 100 餘座橋梁遭受洪水及土石沖毀，許多山區唯一聯外道路因橋梁中斷而形成孤島，導致救援與救災物資難以抵達(圖 1)。為因應天災導致橋梁損毀無法發揮正常交通功能之情況，許多國家均積極開發具快速架設特性的臨時替代用便橋(Temporary Bridge)，以降低因道路中斷所導致的交通問題及孤島效應。

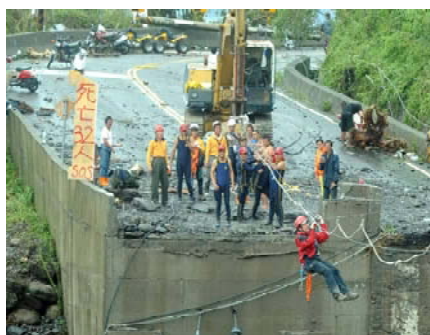


圖 1 莫拉克風災六龜巴斯蘭橋沖斷情形

本研究參考國外實際橋梁案例[1-2]，運用複合材料之高比強度、比剛性與重量輕等特性，建立複合材料輕便橋分析、設計、製造與快速組裝技術。完成可承載 5 噸，橋面寬 3 米，跨度 20 米複合

材料輕便橋之設計、製作、組裝與測試，組裝時間 6 小時以內。開發完成之救災用複合材料輕量化便橋為一種可快速建構的輕量化、易組裝與可重覆使用之複合材料便橋，能在緊急災變發生時提供快速搶通與救援，以縮短道路搶通及人員救援時間，降低人命傷亡與財產損失。

二、設計理念與創意

本文研擬能在短暫時間內以有限的人力、機具組裝完成且可重覆使用之便橋，以符合臨時搶通與救災之功能。應用自重平衡方式，河岸段使用型鋼材料並設計適當的結構自重做為配重用，跨河段採用輕量化 GFRP 以提升通過河面之跨度，採用非對稱跨徑(12m+20m)之單塔自錨式斜張橋。救災用輕量化便橋於建造階段，運用鋼梁及鋼橋塔的自重與跨河段的 GFRP 梁的自重平衡，可以由單側進行道路搶通。斜張橋的鋼索可以應用懸臂吊裝與推進工法，不需於河面上設置橋墩即可以輕易跨過河面完成搶通(如圖 2a)。斜張型式的輕便橋於完工通車階段，由於鋼索的垂直拉力，可以減少活載重造成之變形量；由於鋼索的水平拉力，可以橋梁結構的接合處更為緊密(如圖 2b)。經由現地組裝與載重實驗顯示，所研提輕便橋之設計與組裝規劃確實可行。

¹國家地震工程研究中心研究員

²國立台灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心主任

³國立台北科技大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心組長

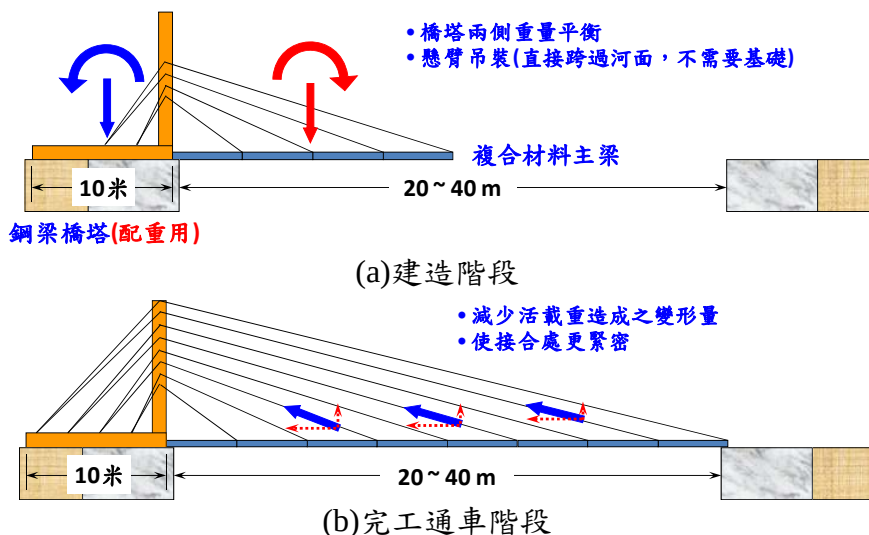


圖 2 救災用輕便橋之設計理念與創意

三、複合材料輕便橋之設計

本研究之輕便橋設計方向主要考量以下要求：(1)不必維護而能長期保存；(2)運輸時不必使用大型車輛；(3)不必架設臨時鷹架；(4)構材數量少，容易組裝；(5)具有緊急車輛能通行之承載力等，以符合救災用輕量化便橋之使用需求。

根據先前針對 GFRP 所做的材料實驗、接合實驗、構件實驗以及 10m 跨度之橋體實驗等研究成果，選擇本次設計所使用之構件尺寸。橋梁型式綜合需具備快速組裝、可人力搬運以及小型機具的乘載能力等因素，研擬橋型為非對稱斜張橋，分為側跨鋼構段、橋塔段以及主跨 GFRP 跨河段。設計階段採用有限元素分析，建立分析模型以進行鋼索預力最佳化與斜張橋施工階段分析。輕便橋所採用之 GFRP 梁容許強度為 177 MPa，等效楊氏模數(E)約為 17.2 MPa。鋼構段中，型鋼之材料編號為 ASTM-A572 (Grade 50)，其降伏強度 $F_y = 345\text{MPa}$ 、極限強度 $F_u = 448\text{MPa}$ 。根據模型各構件接合處分析結果之軸力、剪力與彎矩進行檢核，如鋼梁應力檢核、橋塔應力檢核、GFRP 梁應力檢核以及撓度檢核等，最後繪製成設計圖進行構件製作。

設計完成之複合材料輕便橋具體造型如圖 3a 所示，為求組裝方便，本次輕便橋中使用的 GFRP 梁斷面尺寸為

H410×200×18×20 mm，側跨鋼構段與橋塔段之型鋼其斷面尺寸也均選用 H294×200×8×12 mm。為將斷面尺寸不同的型鋼與 GFRP 梁接合，鋼構段在與 GFRP 段接合處，設計有一漸變斷面，其斷面由型鋼之斷面漸變為 GFRP 梁之斷面。本文輕便橋淨跨度為 20m，其換算容許撓度為 83mm。考量設計運送物資之車輛載重為 5 噸，根據影響線觀念進行分析，獲得輕便橋主跨最大變位為 50mm (即跨徑的 1/400)，符合設計條件之要求 (如圖 3b 所示)。

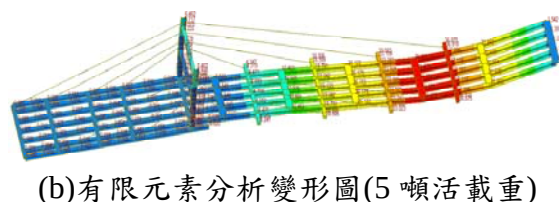
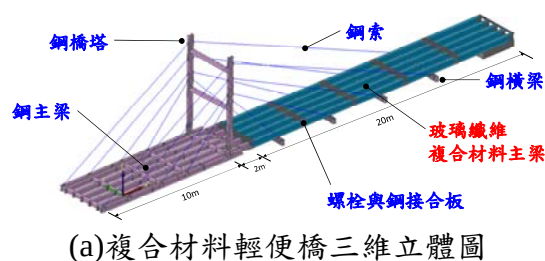
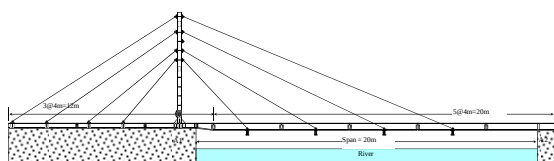


圖 3 救災用複合材料輕便橋之設計成果

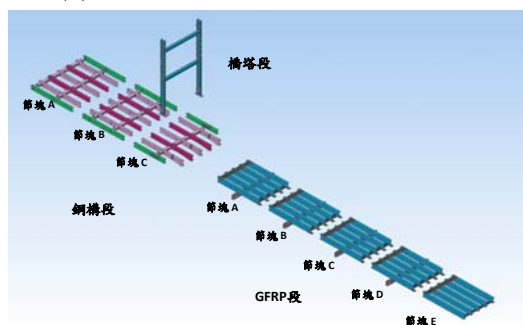
四、輕便橋現地組裝與渡河實驗

本文所設計之輕便橋共分為三大部份，包含鋼構段、橋塔段與 GFRP 段(如圖

4)。鋼構段由 3 個節塊所組成，每節塊包含 5 根主梁與 2 根邊梁，以箱型鋼梁連接組成一個節塊，其中邊梁上設置有拉環，做為鋼索固定之用。橋塔段由兩根長度為 6.5 公尺的型鋼柱與兩根 3.5 公尺長之箱型鋼梁組合而成，橋柱分別固定於鋼構段 C 節塊左右邊梁型鋼之上，其上包含兩側鋼索固定用之拉環。GFRP 段包含五個節塊，每節塊由 5 根 4 公尺長之 GFRP 梁所組成，並且前 4 組節塊底部均有一鋼構橫梁，同時提供鋼索端點固定使用。



(a) 複合材料輕便橋跨河示意圖



(b) 複合材料輕便橋節塊分解圖

圖 4 救災用複合材料輕便橋組裝程序

輕便橋現地組裝實驗日期為 103 年 3 月 14 日上午 8:50 開始進行。第 6 分鐘完成 3 個小單元組合成鋼構段節塊 A 後吊放至定位；第 49 分鐘鋼構段節塊 B 與 C 組裝完成，並且進行鋼節塊 A 與節塊 B、C 間接合；第 90 分鐘完成鋼構段橋面板鋪設、橋塔段組裝與鋼構段、橋塔段接合；第 109 分鐘於地面組裝完成 GFRP 段 A 節塊，吊放至定位與鋼構段進行接合組裝；第 203 分鐘於輕便橋上使用吊車輔助進行 GFRP 段 B 節塊與 C 節塊接合；第 207 分鐘於地面上完成 GFRP 段 D 節塊，等待 GFRP 段 B、C 節塊接合完成；第 234 分鐘於便橋上進行 GFRP 段 C 節塊與 D 接塊接合；第 263 分鐘進行 GFRP 段 D 節塊與 E 節塊接合；第 343 分鐘全橋組裝完成，組裝時間共計 5 小時 43 分鐘，組裝照片如圖 5 所示。



(a) 鋼構段節塊組裝



(b) 鋪設橋面板



(c) 橋塔段組裝(含鋼索)



(d) 橋塔段結合



(e) GFRP 節塊 A 接合



(f) 鋼索長度調整



(g) GFRP 節塊 D 接合



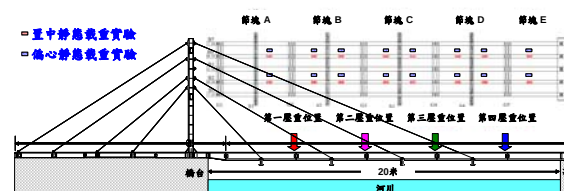
(h) 鋪設橋面板

圖 5 輕便橋現地組裝與渡河實驗之照片

五、輕便橋現地實車載重實驗

5.1 靜態實車載重實驗

本研究為求安全，採取逐步加載的方式來進行靜態載重實驗，分別於橋面上逐步加載 1、2、3 及 4 噸重質量塊，最後再由小貨車進行 5 噸重的靜態加載實驗，橋面上詳細加載位置如圖 6a 所示，分為第一壓重位置到第四壓重位置共四個加載位置，加載時使配重塊重量均勻分配至 4 個點所示之車輪行駛位置。實驗配置如圖 6b 所示，實驗時以線性位移計(LVDT)及可攜式三維量測儀(PCMM)兩種方法，量取載重作用下 GFRP 大梁觀測點的變形量。



(a) 靜態車載實驗之壓重位置圖



(b)靜態載重實驗 (c)動態載重實驗

圖 6 輕便橋實車載重實驗配置

靜態 5 噸實車載重實驗結果如圖 7 所示，由圖可知不同載重位置下 GFRP 輕便橋大梁之變位情況，最大變位發生於加載在第三壓重位置(即 GFRP 節塊 C 與節塊 D 之接合位置)附近，置中載重實驗之便變形量為 53mm，偏心中載重實驗之便變形量為 56mm，符合撓度檢核之要求(即活載重造成之位移需小於跨徑的 $1/240$ ，其換算容許撓度為 83mm)。

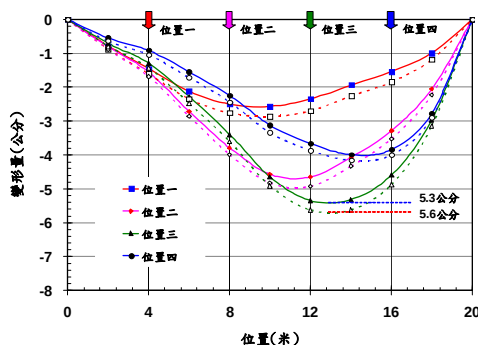


圖 7 輕便橋靜態實車載重實驗結果

5.2 動態實車載重實驗

為觀察當小貨車行駛於橋面時，對應其不同行駛狀況下橋梁之行為，本次實驗利用 PCMM 三維測量儀以每秒 300 次的頻率對 GFRP 段節塊 C 與節塊 D 外側之梁腹板觀測點進行動態變位量測。本實驗模擬情況包含(1)等速率動態車載實驗及(2)煞車動態車載實驗(如圖 6c)。

動態實車載重實驗過程為小貨車從側跨段通過橋塔段進入主跨段，最後停止於主跨段橋面上。本次等速率動態車載實驗中下小貨車之時速為 10km/h，實驗結果如圖 8 所示，其中輕便橋變位最大值為 50mm，發生於第 9.4 秒小貨車通過 GFRP 段節塊 C 與節塊 D 接合處之時。煞車動態車載實驗中，小貨車行駛速度較正常狀態時稍微提升，時速約略等於 13.5km/h，小貨車從開始行駛至靜止的時間約為 15

秒，實驗結果如圖 8 所示，其中實驗最大變位為 49mm。

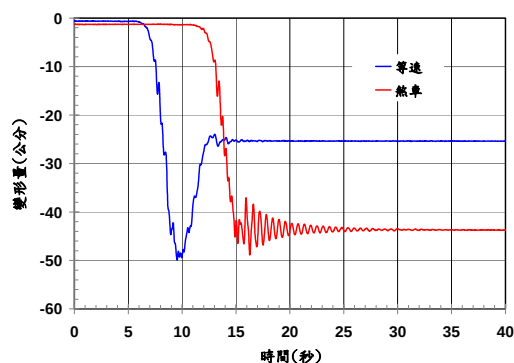


圖 8 輕便橋動態車載實驗結果

六、結語

本技術運用玻璃纖維複合材料强度高、重量輕之優勢及非對稱斜張橋的結構特點，突破過往經常使用水泥涵管溪底便道及鋼便橋進行搶通的時間限制，使得橋梁能在 6 小時內組裝完成，優點如下：

- (1)組裝迅速—複合材料輕便橋重量只有傳統鋼橋的一半左右，可於 6 小時以內組裝完成，相較水泥涵管溪底便道(搶通時間約 3 天至 1 星期後)或鋼便橋(搶通時間約 1 至 3 星期後)的搶通時間縮短許多。
- (2)居民自救—只須 1 位工程人員指揮數十名當地居民，就可運用簡單工具及組裝式工作台車，於 6 小時內組裝完成，災區居民不再只能被動地依賴外界救援，結合災區內部與外界救災力量，更能大幅提升救災速度。
- (3)重覆使用—複合材料輕便橋使用螺栓與鋼接合板進行接合，可以快速組裝與拆卸。而在完成緊急搶通之階段任務後，亦能回收重覆使用，經實驗室驗證，可通行 5 噸卡車 20 萬次以上。

參考文獻

1. 土木学会構造工学委員会 FRP 橋梁研究小委員会，FRP 橋梁：技術とその展望，日本：土木学会 (2004)。
2. Bank, L.C., “Application of FRP Composites to Bridges in the USA,” International Colloquium on Application of FRP to Bridges, pp. 9-16 (2006).

考量等效沖刷載重之橋梁可靠度設計方法研究

陳俊仲¹ 張國鎮² 林其穎³ 陳志豪⁴

摘要

台灣地理上因板塊擠壓而造成高山林立，河流坡短流急，又因梅雨及颱風等天候影響，年降雨量大，造成雨季時河川流量暴增，因此造成台灣的橋梁沖刷問題非常嚴重。由於台灣西部都市之間交通依賴跨河橋梁聯繫，而跨河橋梁受損也將造成人命及財產的損失。考量現行橋梁設計規範當中，並無法完整考慮橋梁受到沖刷時之安全性，故針對受沖刷橋梁進行研究，以理論方式計算樁基礎橋梁受沖刷後破壞機率，以期將沖刷效應考慮進橋梁設計中。

本研究以文獻中之等效載重概念為主，以不同沖刷深度下之承载力損失量，將沖刷深度轉換為作用於基礎上之等效沖刷作用載重。為了驗證理論，利用樁基礎橋墩靜力承載試驗方式，找出樁基礎於不同埋置深度下之側推承载力，並計算其沖刷前後承载力之差值，並以此試驗結果重新推導等效沖刷作用載重公式。利用修正後之等效沖刷作用載重公式，提出以條件機率之方式，配合研究中定義之可接受破壞因子，計算橋梁樁基礎之側向不穩定性破壞機率。藉由計算不同沖刷深度下的破壞機率，進一步以理論方式建置沖刷易損性曲線。此外，利用橋梁破壞機率計算方法，結合災害分析及統計資料，則可將沖刷效應發展至橋梁設計規範中，故提出考量沖刷效應下橋梁設計的方法，提供未來於可靠度分析與設計時參考。

關鍵詞：橋梁沖刷、等效沖刷作用載重、易損性曲線

一、前言

台灣河川坡度大、長度較短，因氣候因素，春季鋒面造成梅雨季，帶來充沛降雨，且於夏、秋兩季對流旺盛，加上時有颱風侵襲，造成豪大雨發生，冬季也因東北季風造成台灣北部長時降雨，根據中央氣象局統計，這些降雨來源使得台灣年平均降雨量高達 2515 毫米。因河川多為東西流向，故台灣有許多跨河橋梁，以建立各大城市間的交通網絡，由於河短坡陡，加上降雨量大，造成台灣河流在降雨強度大時流速湍急，並直接造成跨河橋梁之基礎結構受到沖刷影響，此情形不但導致橋梁基礎承载力損失，更將危及橋梁在平時及災害發生時之安全性。如 2009 年因為莫拉克颱風挾帶之豪雨而引起中南部地區水患、土石流等災情。由於這些天然災害的發生勢必造成大量人命及財產的損失，故

各國開始研究多重災害(Multiple Hazard)對橋梁結構物之安全性影響，並納入設計規範當中。

現行的橋梁設計是參考美國各州公路暨運輸官員協會(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)的荷載抗力係數設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)，規範當中對於常規載重的組合載重設計已經趨於完善，但是針對如洪水等極端載重，尚未將其列入設計公式當中，而是在針對一般載重進行設計後，考量工址可能發生的最大沖刷深度進行檢核，以確保橋梁在極端載重之下的安全性。但是對於橋梁設計公式而言，載重的放大係數以及承载力的折減係數，皆是針對該公式的載重組合之下，利用可靠度分析，在選定的破壞機率下計算而得。因此，在常規載重組合設計

¹國家地震工程研究中心副研究員

²國家地震工程研究中心主任

³國立台灣大學土木工程學系研究助理

⁴國立台灣大學土木工程學系碩士研究生

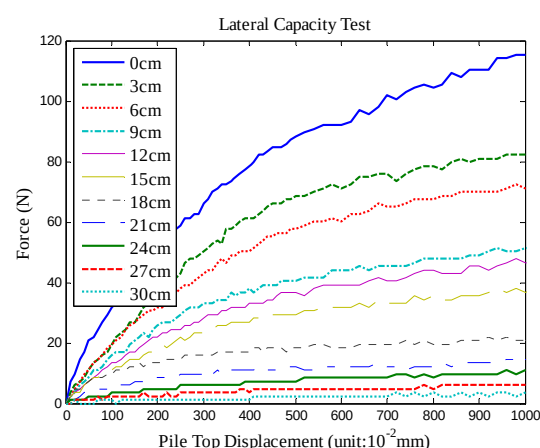
後，才以檢核方式考量橋梁受沖刷下的安全性，則無法考慮到常規載重與沖刷效應同時作用下，相對應的橋梁破壞機率，更難以探討沖刷效應與其他天然災害同時發生時的橋梁可靠度，故當沖刷與其他載重同時發生時，規範公式便難以確保橋梁的安全性。

為了考量多重災害載重下橋梁之安全性，Liang and Lee (2013) 提出了將沖刷效應視為等效的載重，並將其放入設計公式當中的方法，稱此等效載重為等效沖刷作用載重(Equivalent Scour Load)。然而，文獻當中僅僅提出此構想，並無發展出由此概念應用至荷載抗力係數設計法之研究。故在本研究當中，將針對等效沖刷載重之應用加以探討。論文當中首先回顧沖刷議題等相關文獻，利用文獻當中提及之等效沖刷作用載重概念，以樁基礎靜力承載試驗進行驗證，並以試驗結果修正理論公式。公式建立後，利用蒙地卡羅法進行機率模擬，可得到等效沖刷作用載重及承載力之力學模型，並用於建置易損性曲線以及發展橋梁設計。

二、等效沖刷作用力與樁基礎模型靜力承載試驗

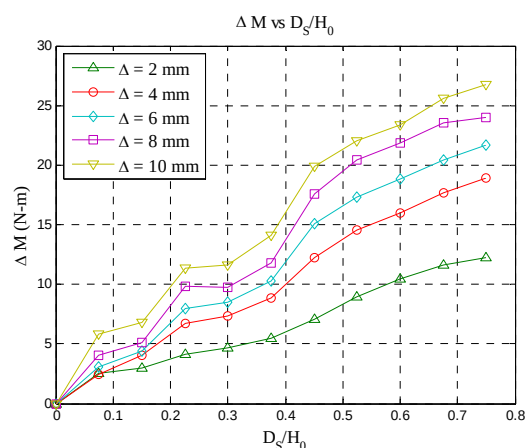
Liang 及 Lee 在 2013 年發表之期刊論文(Liang and Lee, 2013)中提出了沖刷、車載及地震等時變性載重結合設計規範的初步方法，其中沖刷部分則提出了將沖刷現象所造成之橋梁基礎土壤承載力減少轉換為等效之沖刷作用力之概念，並推導出簡化模型下之等效沖刷作用力公式，期望將等效沖刷作用力經過機率分析後整合於載重與強度係數設計法中並計算載重放大係數。文獻當中利用兩種不同的推導方式計算等效沖刷載重，且其等效沖刷載重之趨勢不同，故利用靜力承載試驗進行驗證。由於等效沖刷作用載重在本研究中視為承載能力的損失量，故本次試驗之目的即為建立承載力損失與沖刷深度之間的關係，以驗證等效沖刷力公式之可靠性。試驗當中以縮尺單樁模型進行側推試驗，假設縮

尺單樁模型為剛體，並控制土壤相對密度，改變覆土深度以模擬不同的沖刷深度，並量測不同沖刷深度下的承載力，進一步計算承載力損失量與沖刷深度的關係。在靜力側推試驗當中，進行 11 組不同埋置深度之試驗，以計算不同沖刷深度下之基礎承載力。初始埋置深度為 40cm，設計沖刷深度為 0cm 至 30cm，每 3cm 為一間隔。於試驗後可得側力與側位移關係，如圖一。



圖一 樁基礎模型靜力側向承載試驗結果

由於理論公式當中，不穩定性破壞之等效沖刷作用載重為一彎矩形式，故將各組試驗結果之承載力，乘以該組橋柱裸露總高，將試驗各組之承載力轉換為彎矩之形式，並計算相同位移下，不同沖刷深度之沖刷前後承載力損失量，可得圖二。



圖二 試驗所得之承載力損失量

將理論公式計算所得之等效沖刷作用載重曲線，與圖二中，樁頂側向位移量同為 10mm 之曲線繪製於同一張圖上，可發

現理論中兩個公式算出之等效沖刷作用載重皆大於試驗所得之等效沖刷作用載重，故須將文獻中之等效沖刷載重公式進行修正。研究中同時採用 LPILE 進行側推試驗結果的分析，並在在 LPILE 分析側推試驗結果中，觀察到在不同的沖刷深度之下，樁的旋轉點會有所改變。然而，在 George C. Lee 的等效沖刷載重推導過程當中，皆假設樁的旋轉點位於樁底，此假設與 LPILE 分析結果不同，故參考 LPILE 分析結果進行修正，假設樁的旋轉點位於樁底上方 ξ 倍埋置深度處，參考文獻中公式推導方法，以直接外加載重方式找出等效沖刷作用載重。考慮旋轉點比例 ξ 並無現有經驗公式以求得，故為了計算在不同樁基礎下之等效沖刷作用載重，以 LPILE 分析結果之近似值，將旋轉點比例 ξ 定為 0.25，即旋轉點與樁基礎底部之距離為四分之一倍埋置深度處，則重新推導後之等效沖刷載重公式及其相對應承载力公式則如下公式所示。

$$S = \frac{n_h \Delta}{8} \left[\frac{H_0^4}{4H - H_0} - \frac{(H_0 - D_s)^4}{4H - (H_0 - D_s)} \right] \quad (1)$$

$$R = \frac{n_h \Delta}{8} \left[\frac{H_0^4}{4H - H_0} \right] \quad (2)$$

三、橋墩破壞機率計算

為計算破壞機率，研究中定義一個可接受破壞因子，以符號 k 表示之。將可接受破壞因子與承载力相乘，作為可接受破壞機率下之對應承载力，則在破壞機率則可利用下列公式計算。

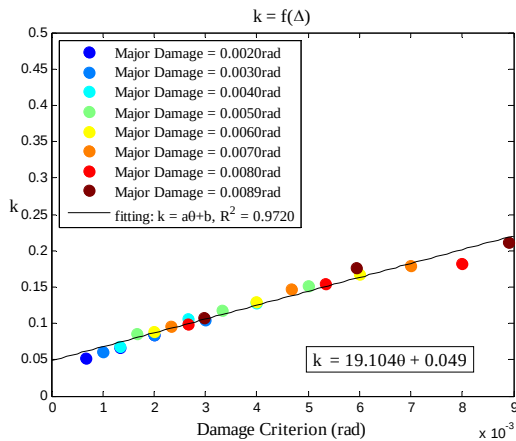
$$\begin{aligned} P_f &= \int_0^\infty p_f(x) dx \\ &= \int_0^\infty f_{n_h}(x) \{1 - F_s[kR(x)]\} dx \end{aligned} \quad (3)$$

利用前述破壞機率之計算方式，可在不同沖刷深度下計算出不同破壞機率。由於公式中橋柱頂端側向位移量為共用變數，故此項參數改變後無法影響破壞機率之結果，因無法利用側向位移量進行破壞程度之定義。考慮以可接受破壞因子 k 代

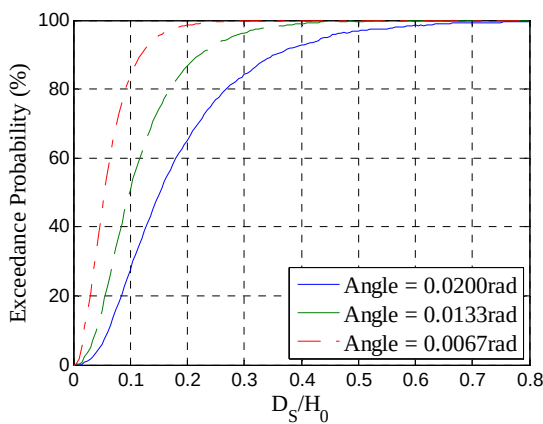
表破壞程度。觀察水槽試驗所建置之易損性曲線可知，可接受破壞因子 k 與破壞機率之高低有關，當可接受破壞因子 k 越大，則相對應之破壞機率越低；反之，越小的 k 值則對應到較大的破壞機率。因此，可接受破壞因子 k 與試驗中之破壞標準應具有正相關之關係。

考慮影響破壞機率的兩個參數，分別為沖刷深度的變異係數，以及可接受破壞因子。參考 NCHRP 489，以沖刷深度之變異係數為 0.3 為起始點，進行迭代步驟。由於水槽試驗中，定義一組破壞指標包含了重度破壞、中度破壞以及輕度破壞，故可找出相對應的三個 k 值。定義目標函數為此三個破壞指標對應之易損性曲線試驗值與理論值相差之平方總和，則當目標函數達到最小值時對應到的三個 k 值，即為沖刷深度之變異係數為 0.3 時，能使理論易損性曲線與試驗結果最貼近的值。判斷此步驟之 R 平方值，若皆大於 0.99，則視為可接受結果；反之，若其 R 平方值皆低於 0.95，表示此結果尚有待改進，需進以此三個 k 值為定值，以沖刷深度之變異係數為變數，同樣找出目標函數為最小值時所對應之變異係數，並檢查其 R 平方值。如此重複求取目標函數之最小值，至三組破壞指標下 R 平方值皆大於 0.99，則可找出水槽試驗對應之可接受破壞因子及沖刷深度之變異係數。

研究中定義嚴重破壞為 0.002rad、0.003rad、0.004rad、0.005rad、0.006rad、0.007rad、0.008rad、0.0089rad 共 8 組破壞標準，故有 24 個破壞標準。依照上述之迭代步驟，找出 24 個相對應之值，使試驗與理論之易損性曲線 R 平方值小於 0.99，則利用此迭代結果，可繪製出 k 值與破壞標準旋轉角 θ 之關係，如圖三。由圖中可發現， k 值與旋轉角 θ 接近一線性關係，則可定義不同破壞指標，建置沖刷易損性曲線，如圖四。



圖三 定義破壞標準之迭代結果



圖四 理論方法建立之沖刷易損性曲線

四、討論與小結

本論文利用等效載重之概念，將沖刷深度轉換為等效沖刷作用載重，並以樁基礎橋墩靜力承載試驗進行載重模式之修正。同時利用等效沖刷作用載重公式修正結果，以條件機率方式計算橋梁受到沖刷後之破壞機率，並援引團隊研究之水槽試驗之結果，以理論方法建立沖刷易損性曲線。研究成果歸納如下：

1. 研究中以縮尺單樁模型進行樁基礎橋墩靜力承載試驗，比較文獻中之等效沖刷作用載重，利用 11 組不同的埋置深度模擬基礎受沖刷之情形，並記錄試體側推之反力及側向位移，以試驗結果求得不同沖刷深度下之承載力損失量。
2. 利用試驗結果，在考慮旋轉點位置之改變下，研究中重新推導等效沖刷作用載重

公式，並與樁基礎橋墩靜力承載試驗中之承載力損失量比較，同時採用 LPILE 軟體分析，重新推導之公式較文獻中之公式貼近試驗結果之承載力損失量。

3. 公式參數分析中，計算等效沖刷作用載重時，砂土參數變異性較沖刷深度變異性之影響為大，此結果亦反映了樁基礎橋墩靜力承載試驗當中的實際情形。另外，在相同的試體總高下，較大的初始埋置深度，將造成較大的等效沖刷作用載重。

4. 研究中以條件機率之方式，配合研究中定義之可接受破壞因子進行樁基礎橋墩破壞機率之計算。由水槽試驗之結果，可找出可接受破壞因子與水槽試驗中破壞標準之關係。故可以利用此關係，定義不同破壞標準，建立相對應之沖刷易損性曲線。

參考文獻

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010) "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition"
2. Liang, Z., Lee, C. G. (2013), Bridge pier failure probabilities under combined hazard effects of scour, truck and earthquake. Part I: occurrence probabilities, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Volume 12, Issue 2, pp 229-240
3. Liang, Z., Lee, C. G. (2013), Bridge pier failure probabilities under combined hazard effects of scour, truck and earthquake. Part II: failure probabilities, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Volume 12, Issue 2, pp 241-250
4. Ghosn, M., F. Moses, & Wang, J. "NCHRP Report 489: Design of Highway Bridges for Extreme Events" Transportation Research Board, 2003.

橋梁生命週期防災管理系統之開發

許家銓¹ 陳俊仲² 洪曉慧³ 劉光晏²

摘要

台灣近年來時常遭受重大颱風豪雨侵襲，並因而發生多起橋梁斷落、人員傷亡之不幸事件。且由於我國位處板塊交界，地震頻繁且地質條件複雜多變，加以屬海島型氣候，每年颱風豪雨頻繁，河川劇烈沖刷淤積情形十分普遍，復在橋體逐漸老化、施工品質不一、車輛超載及河川砂石盜採等不利因素影響下，橋梁劣化受損之風險也常隨之不斷增加。有鑑於此，本研究將整合橋梁結構、管理、資訊等各領域學者與專家，並結合理論和實務經驗，強化與落實橋梁管理系統對橋梁耐洪能力、耐震能力、載重能力及老舊劣化情形之評估技術，建立 NCREE-BMS。

關鍵詞：橋梁管理系統、生命週期

一、前言

依據交通部統計資料，我國橋梁目前約 2 萬餘座，分別由鐵路局、高公局、公路局、觀光局、營建署及各縣市政府負責管理，為整合各機關橋梁資料，並利各層級進行整體性之橋梁管理、預算分配及災害防救等業務，交通部運輸研究所於民國 88 年開發臺灣地區橋梁管理系統(Taiwan Bridge Management System, 下稱 TBMS)，並於民國 89 年建置完成，開放全國各橋梁管理機關使用，透過 TBMS 之資料儲存及資訊同步分享功能，除可有效改善各橋梁管理機關人員離職異動致資料遺失之狀況外，並可協助各橋梁管理機關即時快速的掌握橋梁狀況，達到橋梁管理之最基本需求，我國自此全面踏出橋梁管理的第一步。

TBMS 自開放使用迄今已逾十年，期間我國遭逢多次重大颱風豪雨侵襲，並因而發生多起橋梁斷落、人員傷亡之不幸事件。整體而言，我國位處板塊交界，地震頻繁且地質條件複雜多變，加以屬海島型氣候，每年颱風豪雨頻繁，河川劇烈沖刷

淤積情形十分普遍，復在橋體逐漸老化、施工品質不一、車輛超載及河川砂石盜採等不利因素影響下，橋梁劣化受損之風險也常隨之不斷增加，故如何強化 TBMS 對耐洪能力、耐震能力、載重能力及老舊劣化情形之掌握，實為當前重要課題。

有鑑於此，國家地震工程研究中心的橋梁研究團隊將整合橋梁結構、管理、資訊等各領域學者與專家，並結合理論和實務經驗，強化與落實橋梁管理系統對橋梁耐洪能力、耐震能力、載重能力及老舊劣化情形之評估技術，建立橋梁生命週期防災管理系統(NCREE-LCB-BMS)。

二、橋梁生命週期防災管理系統之規劃

現場檢測是橋梁管理及評估的基本項目，而詳細記錄之現場檢測數據資料庫是橋梁管理系統的核心。本研究將橋梁構件化，分作數個元件(如圖 1 所示)，而為了評估橋梁之健康程度，本研究針對各別元件之檢查結果，建立了橋梁評估樹狀結構(如

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

圖 2 所示)。

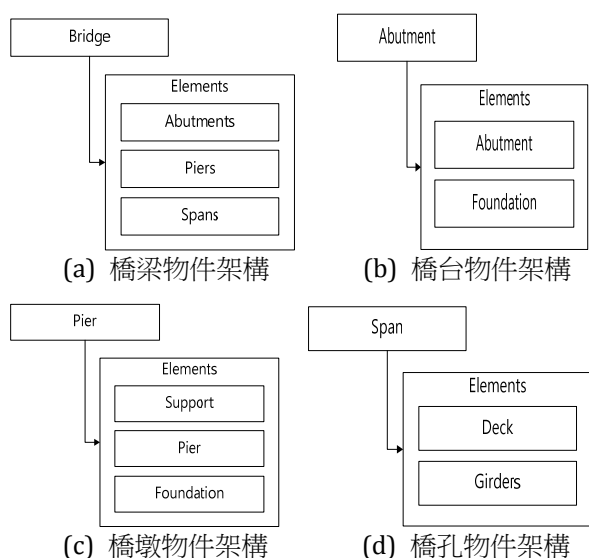


圖 1 構件化橋梁架構

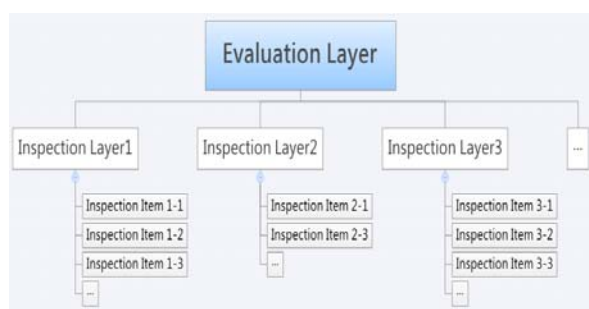


圖 2 橋梁評估樹狀結構示意圖

使用關聯式資料庫 (Relational Database) 一直是實現橋梁構件管理的主要方式，除了橋梁構件化的屬性資料之外，時間序列管理亦是重要的一環，欠缺時間序列管理，就不易反應出構件損壞及維修歷史狀況及計算構件的維護成本。除構件資料模型之資料庫建構外，引入 Web 2.0 及 Web 3.0 重要的觀念，NCREE-BMS 應朝向服務導向架構 (Service-Oriented Architecture, SOA) 設計，至少在資料層面提供完整 Web 服務應用程式介面 (Web Service API)，建立 NCREE-BMS 資料匯流的整合概念 (參考圖 3 所示)。透過 NCREE-LCB-BMS 資料匯流提供之 Web 服務程式介面，可以彈性建立和其他應用系統或擴充模組之連結。

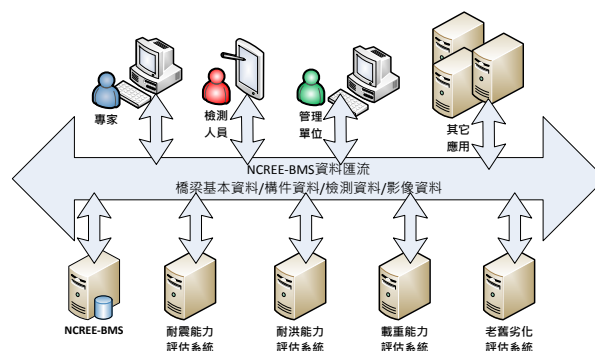


圖 3 NCREE-LCB-BMS 資料匯流概念

考量 NCREE-BMS 系統之需求，系統需要提供許多彈性擴充之機制，所以本案採用 MVC 設計概念進行系統設計，參考圖 4 所示。

MVC (Model-View-Controller) 是軟體工程上面的一種軟體設計模式，目的即是將程式與設計做一個區隔，創造一個權責分明的開發架構，透過分層的切割，讓視覺設計與程式設計可以分工，使開發上更能模組化及提高可維護性，其做法是將應用程式分割成以下三個邏輯元件：

Model：主要負責應用程式中的資料模型，一般會使用物件類別與資料庫映射 (OR/M) 的方式進行設計，可以將系統資料庫存取與實體資料庫進一步切割與分工，減少系統與資料庫的綁定，提供更高度的應用彈性。

View：可以簡單地視為是使用者介面，在此系統中即是以 HTML 5 技術進行視覺介面之呈現，一般 View 可以與 Model 整合，透過 View 完整呈現 Model 之資料。View 一般可以再細分成許多更小的單元，負責不同 Model 之資料呈現，所以一個完整的 View 可以視為是許多 View Component 之結合。由於 View 可以與使用者互動，所以通常也會由 View 的互動事件觸發執行 Controller 的函式。

Controller：為系統運作的核心，一個 Controller 通常包含許多動作 (Action)，透過 View 觸發這些動作，可以執行畫面的更新、資料讀取、產生報表或與其它資訊系統連結等等功能。

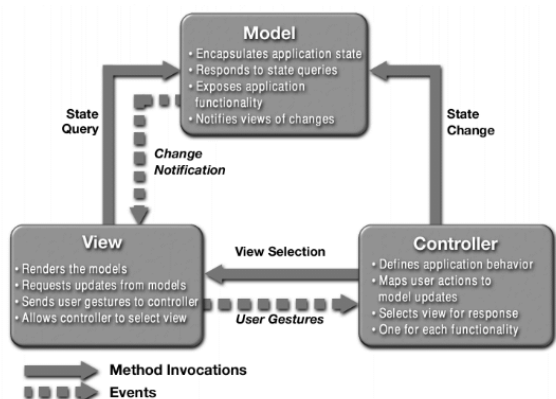


圖 4 系統 MVC 架構

三、橋梁生命週期防災管理系統之開發

NCREE-BMS 使用 Web-based 技術實作，網頁內容以 HTML 5 技術為主，所以可以支援 2D 與 3D 圖形顯示，對於圖表顯示等功能將更為便利與多元。系統開發亦考量雲端佈署機制，以利系統未來可以在雲端佈署與應用，系統之主要架構圖如圖 6-1 所示。

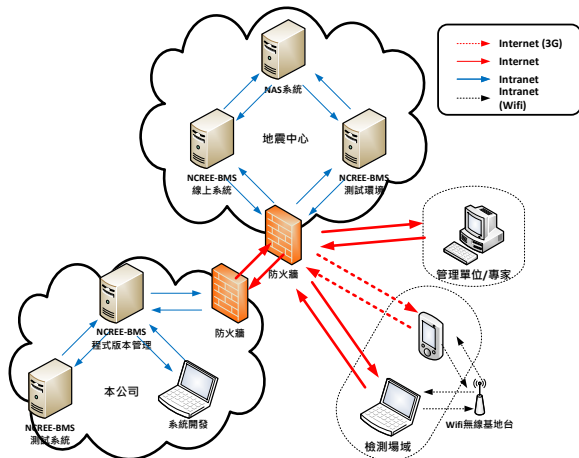


圖 6-1 NCREE-BMS 系統架構

NCREE-LCB-BMS 使用 HTML5 規劃視覺介面如圖 5.4-3 所示，各分區功能如下：1.主功能選單區；2.功能捷徑區；3.使用者功能表；4.網站導覽路徑；5.資料文本區。系統規劃了個模組，包括：1.橋梁資料管理模組(包括基本資料、檢測資料及維修紀錄資料)；2.橋梁統計分析模組；3.資訊儀表板與資訊匯流架構。

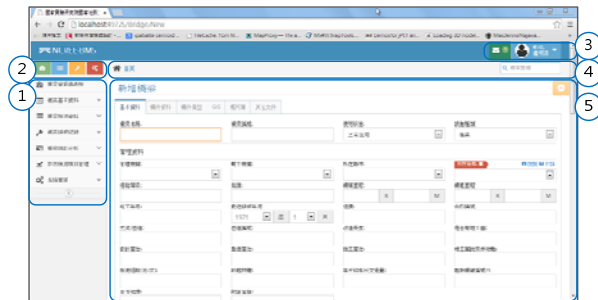


圖 5.4-3 NCREE-BMS 使用者介面



圖 橋梁資料管理模組

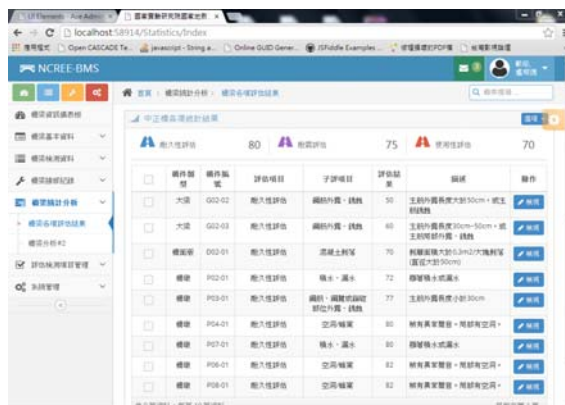


圖 橋梁統計分析模組



圖 資訊儀表板

四、結論與展望

1. 考量與台灣橋梁管理系統相容之基本資料及評估內容，並可匯入現有橋梁管理系統之資料，有助於推廣 NCREE-LCB-BMS，並可以應用與整合新擴充與規劃之功能，有助於落實橋梁管理。
 2. 以橋梁基本資料為基礎，並可以彈性建立與擴充橋梁檢測與評估之設計模式，可以補足現有檢測與評估方式之不足，依據不同的研究成果，可以加入新的評估項目，強化橋梁劣化評估之正確性。
 3. 模組化設計與資料匯流設計，提供系統彈性擴充之能力，強化 NCREE-BMS 與其他應用系統整合應用，例如耐洪能力分析、耐震能力分析等等，提供實務應用擴充與學術研究應用之價值。
 4. 使用橋梁管理資訊儀表板呈現橋梁之優選排序資訊，簡化過去系統操作過於繁複之問題，讓不同管理層級之人員，都能確實應用此資訊系統。
 5. 以 HTML5 技術實作 NCREE-LCB-BMS，除了可以發揮新一代 HTML5 的功能，例如離線作業、更豐富的視覺及操作功能外，亦可以整合行動化技術，透過行動裝置協助橋梁檢測之工作。
 6. 目前系統正在導入應用階段，未來需要幾座完整可以用於示範的橋梁資料，包含基本資料及各部構件資料，甚至包含其目視檢測之歷史資料，以進行系統分析成果之驗證。
 7. 系統未來若需要建置於雲端資訊中心，中心需先提供雲端資訊中心之環境資訊、目前提供之服務項目及未來中心之應用策略，以做為系統規劃之考量。
2. Ohio Department of Transportation 2010, Manual of Bridge Inspection, ORC 5501.47.
 3. Paul D., Thompson, A New Bridge Management System for Ontario, Brian Kerr, ITX Stanley Ltd., Canada.
 4. Reed M. Ellis, Pau D. Thompson, Rene Gagnon, Guy Richard, Design and Implementation of a New Bridge Management System for the Ministry of Transport of Quebec. Stantec Consulting Ltd.

參考文獻

1. Mirzaei, Z., Adey, B.T., Klatter, L., Kong, J.S. 2012, The IABMAS Bridge Management Committee Overview of Existing Bridge Management Systems,

五楊高架橋梁車載試驗及其光纖式長期監測系統建置研究

李政寬¹ 陳俊仲¹ 洪曉慧² 宋裕祺³ 李路生⁴ 陳君隆⁵

摘要

五股楊梅高架橋，簡稱五楊高架，是中山高速公路第二個高架拓寬路段。高架工程於2009年11月動工，歷經三年餘完成工程。完工後通車前，國工局委託國家地震工程研究中心進行車載試驗，以檢驗橋梁的荷載行為，並後續委託國震中心，對其中三跨橋墩，進行為期二年的長期監測。本文將敘述車載試驗的過程和結果，以及長期監測的方法與目前的觀測工作。

關鍵詞：橋梁載重試驗，光纖沈陷計，橋梁自動線形量測

一、前言

五楊高架橋是繼汐止五股高架橋之後，中山高速公路第二個高架拓寬路段。五楊高架路線北銜汐五高架，南止於楊梅收費站北端，全長約 39 公里，其中路堤路塹段長約 6.3 公里，橋梁段長約 31.7 公里，工程案分多個標段施工。工程的目標在消除台北桃園間的交通瓶頸，提供城際運輸功能，擴大汐五高架道路服務績效。高架工程於 2009 年 11 月動工，歷經三年餘完成工程。完工後通車前，國工局委託國家地震中心進行橋梁載重試驗。試驗結果顯示，大梁變位與設計反應值接近，變位呈現彈性反應而無殘餘反應。隨後經過履勘等作業，2013 年 4 月五股楊梅高架橋全線通車。繼載重試驗，國工局委託國家地震中心，對其中三跨橋墩，進行為期二年的長期監測。本文將敘述車載試驗的過程和結果，以及長期監測的方法與目前的觀測工作。

二、載重試驗規畫

國道一號五股至楊梅段拓寬工程第

C907 標桃園蘆竹段及機場系統交流道工程，示如圖 1，於其中三跨執行車輛載重試驗：北上線 P19N~P20N、南下線 P21S~P22S 與南下線 P31S~P32S。國工局委託國家地震工程研究中心針對這三跨進行靜態車輛載重試驗，量測不同載重作用下橋梁之撓度變化，並協同設計單位台灣世曦工程顧問公司依據載重試驗所量測之撓度與原設計之比較，確認橋梁是否符合設計規範需求。

按「公路橋梁設計規範」，原設計所考慮之最大設計活載重為四車道 HS20-44 公路活載重，再考量超載 25%、四車道折減係數 75% 及衝擊係數等相關規定後可得該橋之最大設計活載重需求，並可轉換為等量之砂石車載重。如每輛砂石車約 20 Tonf，對於 P19N~P20N、P21S~P22S、P31S~P32S 所需之車輛數分別為 16 部、28 部、12 部。試驗程序分為四個步驟 (1) 空載，(2) 半載，(3) 滿載，(4) 卸載。P19N~P20N 之試驗步驟示如圖 2，另兩跨的試驗步驟雷同。

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 台北科技大學教授、國家地震工程研究中心組長

⁴ 國家地震工程研究中心技術師

⁵ 國家地震工程研究中心專案技術員

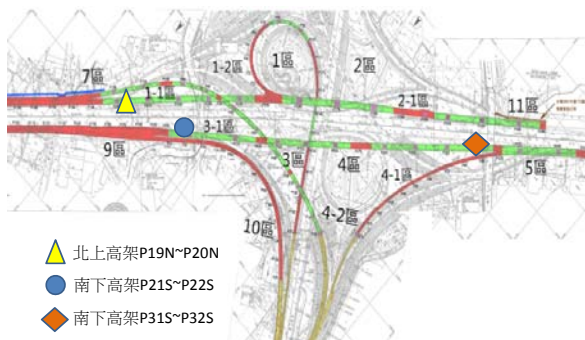


圖 1 載重試驗三跨處：P19N~P20N、P21S~P22、P31S~P32S

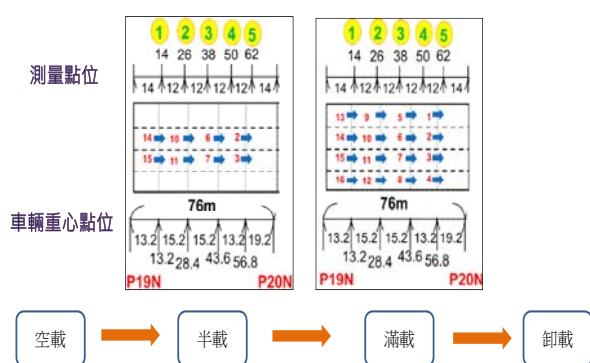


圖2 P19N~P20N試驗步驟示意

三、載重試驗結果與討論

各跨試驗數據與結構分析數值，整理如表1，試驗結論分述如下：

1. 半載與滿載試驗，顯示橋體呈現線彈性反應。
2. 各跨滿載試驗之中點變位，均小於「公路橋梁設計規範」對上部結構之撓度1/800跨徑之限制規定。
3. 卸載後，P19N~P20N中點變位恢復為零；P31~P32S中點變位恢復為零；P21~P22S 殘餘0.2 cm (但兩日後再測，殘餘0.0 cm)，此原因可能是車輛數多，試驗與量測時間過長，日照橋梁溫差變化引致橋梁形狀變化所致。
4. 三跨的滿載試驗中點變位與結構分析數值均相接近，唯P19N~P20N 試驗數值略些微超過分析數值，宜後續持續監測觀察。

表1 三跨載重試驗與結構分析數值

大梁編號	P19N~P20N	P21~P22S	P31~P32S
大梁跨徑	76m	136m	60m
半載車輛數(20tonf)	8部	14部	6部
滿載車輛數(20tonf)	16部	28部	12部
半載下中點變位	1.3 cm	2.2 cm	0.5 cm
滿載下中點變位	2.6 cm	4.4 cm	1.0 cm
滿載下中點設計變位*	2.3 cm	4.7 cm	1.1 cm
1/800跨徑	9.5 cm	17.0 cm	7.5 cm
卸載後中點變位	0.0cm	0.2 cm 0.0 cm (兩日後再測)	0.0 cm

*數值分析結果為台灣世曦工程顧問所提供

四、長期水準監測儀器開發

為確認該三跨橋梁長期撓度的變化，國工局委託國震中心後續監測案。前述的載重試驗是在橋梁通車前施作，以傳統人力水準測繪大梁的撓度曲線，如圖3。高架橋通車後，顯然不能再於橋面上再架起水準儀器執行測繪作業。因此，本監測案改於中空梁內安裝「光纖式沉陷計」，替代傳統人力方式，來執行長期測繪作業。以下將本文將介紹國震中心所製的「光纖式沉陷計」其原理與應用。



圖3 五楊高架橋載重試驗與水準測量

五、光纖感測原理簡介

光纖，是光導纖維的簡稱，是利用「全反射原理」，傳輸光能和訊號。常用的通訊光纖是單模石英纖維，光損失率大約為每公里 0.2 dB，通訊波段約在1520nm~1580nm之間。光纖是傳輸介質，

不具感測功能，但經過人工紫外線照射後形成的布拉格光纖光柵 (fiber bragg grating，簡稱為FBG)，是感測元件，具感測功能，如圖4示。

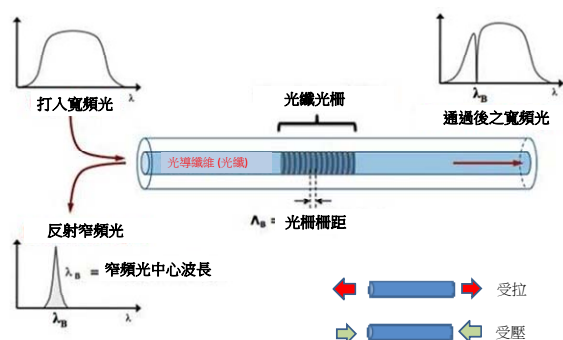


圖 4 布拉格光纖光柵感測元件

於光纖的一端打入寬頻光，FBG會將特定的窄頻光反射(由光柵柵距 Λ 決定)，「剩餘的」寬頻光繼續前進。當FBG承受拉力時，柵距變寬，窄頻光反射的中心波長 λ_B 會增加，光譜向右移動；當光纖光柵承受壓力時，柵距縮短，窄頻光反射的中心波長 λ_B 減小，光譜向左移動。另外，FBG亦受溫度影響而改變其柵距，以數學式表示FBG受力與受溫度影響下之物質行為：

$$\frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = C_S\Delta\varepsilon + C_T\Delta T \quad (1)$$

其中 λ_B 是窄頻光反射的中心波長， $\Delta\varepsilon$ 為光柵承受應力所產生的應變， ΔT 為光柵溫度的改變量， C_S 與 C_T 分別是相關係數。理論上，欲分辨 $\Delta\varepsilon$ 與 ΔT 對 $\Delta\lambda$ 的影響，需要同時同地點使用兩個FBG，其中的一個FBG處於無受力狀態(Stress Free)僅受溫度影響，用以扣除另一個FBG之溫度效應；實務上，只要 ΔT 的影響量不到關鍵值的10%，工程應用上可合理地忽略溫度效應，僅使用一個FBG，以避免雙倍的FBG數量，大增加施工負擔。

從前文介紹可知，FBG基本上可視為一枚感測計，經過機械構造加工後，便可成為特定的感測儀器，如位移計、沈陷計等等。本文關鍵的加工方式是於FBG的兩端，以熱收縮套管夾住光纖，熱收縮套管再作為外力導入FBG之接頭，如圖5示意。這樣的局部組織形成儀器元件，有了接頭便可施加預力，作為感測原點。

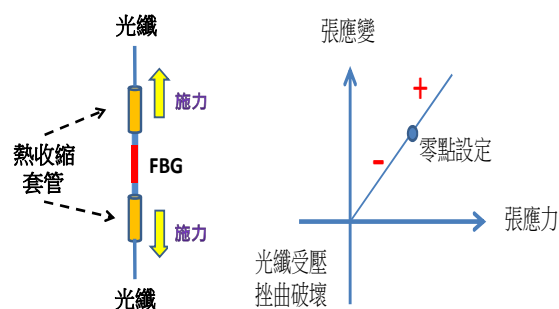


圖 5 製作接頭作為外力導入 FBG 的媒介

六、光纖式沉陷計

「光纖式沉陷計」是連通管原理、浮力原理、光柵 FBG 彈性範圍虎克定律之應用，如圖 6 示意，其中 F 代表光纖光柵的拉力，B 代表浮筒所受的浮力。當橋墩抬升或沉陷又或者是大梁中點撓度改變(相對變化)，管筒內的水由高處流向低處，直到管筒內水面高程一致為止，因此，浮筒所受的浮力改變，將引致光纖光柵所承受拉力的改變以及光波長的改變。光纖佈線如圖 7 所示，資料拮取器(datalog)置放於橋下橋墩，如圖 8，光纖線沿著橋柱進入箱型梁內串聯各沉陷計，並且延伸至「遠距離」其他跨的沉陷計，因此，工程人員只需於橋下讀取光波長資料，便可得知橋梁撓度狀況。光纖「遠距離」能力的這項優點是傳統電子式感測儀器所欠缺的，原因在於電子式感測器的佈線距離限制、訊號品質、以及佈線成本，均遜色於光纖式感測儀器。

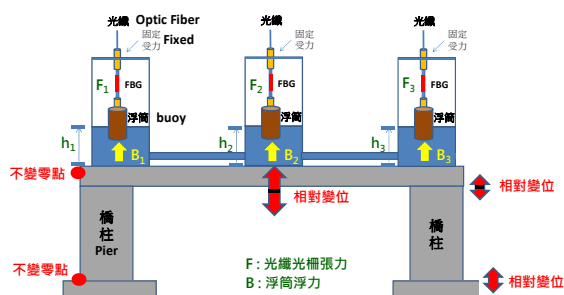


圖 6 「光纖式沉陷計」之原理與構造

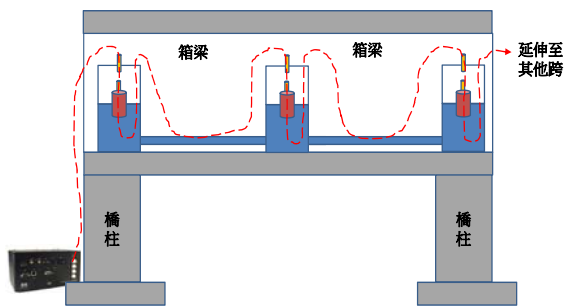


圖 7 光纖佈線示意



圖 8 橋柱下的觀測室與觀測設備

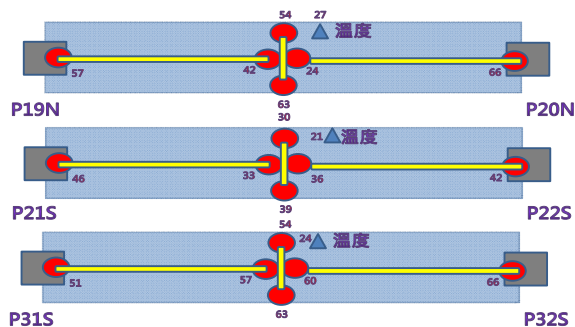


圖 9 光纖水準儀現地佈設(上視圖)

七、五楊高架橋光纖水準儀現地佈設

考量監測系統能有檢核能力，並考慮大梁轉角，故光纖沉陷計佈設如圖 9。舉圖 9 之 P19N~P20N 為例，57 代表 1557nm，42 代表 1542nm，二者沉陷計之間，以連通管相連。光纖沉陷計因施加預力，所以 1557nm 呈現為 1558nm；1542nm 呈現為 1543nm。如大梁中點垂直變位，則光纖光柵讀數將呈現如表二。圖 10 繪示某日 24 小時內，大梁中點變化情形。

表2 光纖光柵讀數之意義

光柵原始狀態	沉陷計施加預力	大梁中點下降 2cm	大梁中點上升 2cm
1557nm	1558nm	1558nm+0.4nm	1558nm-0.4nm
1542nm	1543nm	1543nm+0.4nm	1543nm-0.4nm

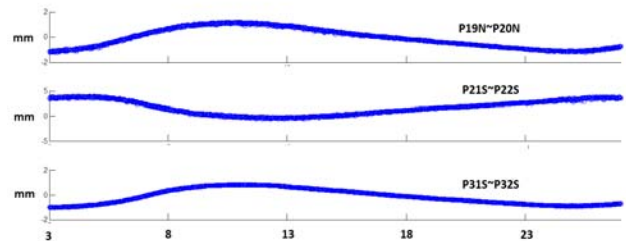


圖 10 某日 24 小時內大梁中點高程變化

八、結論

本研究執行車載試驗，試驗結果得知設計值與試驗值接近。另外，為取代傳統人力測繪作業，本研究開發了光纖式沉陷計，安裝至高架橋上；光纖長距離的通訊能力，使相隔長距離三跨橋梁觀測作業，並無傳統電子式儀器之訊號衰減與補償等問題。目前既有監測數據已建立了初始值，本研究以半滿載反應，作為為期二年監測作業的警戒值。

高阻尼橡膠隔震支承墊之分析模型修訂與驗證試驗研究

楊印涵¹ 汪向榮² 蕭佳益³ 黃震興⁴

摘要

高阻尼橡膠支承墊為結構隔震系統常用隔震器之一，但由於高阻尼橡膠材料性質組成複雜，使得該支承墊之力與位移呈現高度非線性關係，故一般常用之雙線性分析模型並無法準確模擬其受力後行為。而過去研究指出，使用數學分析模型模擬高阻尼橡膠支承墊之遲滯行為時，因該數學分析模型係將支承墊承受之水平剪力表示為水平勁度乘以剪力變形以及阻尼係數乘以變形速度兩者之合的函數，因此，不同加載型式或支承墊受力後之位移與速度反應皆影響該數學分析模型之適用性甚鉅。本研究透過高阻尼橡膠支承墊受三角波與正弦波加載型式反覆載重之性能試驗以探討該數學分析模型之特性，進而提出修訂，並透過數值分析與試驗結果之比較以驗證修訂過程之合理性，藉此提升採用數學分析模型於模擬高阻尼橡膠支承墊遲滯行為時之準確性。

關鍵詞：高阻尼橡膠支承墊、遲滯迴圈、數學分析模型、試驗驗證

一、前言

目前工程實務一般皆採用雙線性遲滯迴圈模型^[1]描述高阻尼橡膠支承墊力學特性以針對使用該支承墊之隔震結構進行分析與設計，然而因雙線性遲滯迴圈模型並無法準確模擬高阻尼橡膠支承墊受力後所呈現之高度非線性力與位移關係，Hwang 等人^[2]便提出一數學分析模型用以模擬此高度非線性之遲滯行為。此數學分析模型係將高阻尼橡膠支承墊所承受之剪力表示為水平勁度乘以剪力變形以及阻尼係數乘以變形速度兩者之合的函數，其中，水平勁度係以各別數學多項式函數相加組成之，而阻尼係數則利用模型參數控制於黏性阻尼模型與遲滯阻尼模型兩者之間。而透過迴圈消能之概念亦更進一步描述高阻尼橡膠材料受力後因 Mullins 及 scragging 效應^{[3][4]}所造成迴圈軟化的現象。

從過去研究中得知^[5]，該數學分析模型雖可模擬高阻尼橡膠支承墊受正弦波反覆載重下之遲滯行為，但卻無法實際模擬其

承受三角波反覆載重下之遲滯行為，故該數學分析模型之適用性受不同加載型式或支承墊受力後位移與速度反應之影響甚鉅。因此，本研究將利用高阻尼橡膠支承墊分別承受三角波與正弦波型式反覆加載之性能試驗結果，探討 Hwang 等人^[2]所提出數學分析模型中各項函數之特性，並參考 Abe 等人^{[6][7]}提出之分析模型，進而提出修訂以提升 Hwang 等人^[2]所提出數學分析模型之適用性。

二、高阻尼橡膠支承墊分析模型

2.1 Hwang 分析模型與反覆載重試驗介紹

Hwang 等人^[2]提出之數學分析模型中，高阻尼橡膠支承墊所承受之剪力可表示為下式

$$F(x(t), \dot{x}(t)) = K(x(t), \dot{x}(t))x(t) + C(x(t), \dot{x}(t))\dot{x}(t) \quad (1)$$

其中， $x(t)$ 和 $\dot{x}(t)$ 分別為支承墊對應於時間 t 下之相對位移與相對速度；而支承墊之水平勁度 $K(x(t), \dot{x}(t))$ 與阻尼係數 $C(x(t), \dot{x}(t))$ 分

¹ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心組長

別表示為下兩式

$$K(x(t), \dot{x}(t)) = a_1 + a_2 x^2(t) + a_3 \dot{x}^4(t) + \frac{a_4 e^{a_9 \int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)}}{\cosh^2(a_5 \dot{x}(t))} \quad (2)$$

$$C(x(t), \dot{x}(t)) = \frac{a_6 + a_7 x^2(t)}{\sqrt{a_8^2 + \dot{x}^2(t)}} \left[1 + e^{a_{10} \int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)} \right] \quad (3)$$

於式(2)及式(3)中， $a_1 \sim a_{10}$ 為可經由支承墊反覆載重試驗結果所識別獲得之模型參數。此外，積分項 $\int_0^t F(x(t), \dot{x}(t)) dx(t)$ 與指數函數係根據支承墊受力後每一迴圈能量之變化進以模擬高阻尼橡膠材料受力後因 Mullins 及 scragging 效應^{[3][4]} 所造成之迴圈軟化現象。而利用縮尺寸高阻尼橡膠支承墊(橡膠直徑為 150 mm、總厚度為 49.25 mm)於垂直載重為 130 kN 下，分別承受加載速度為 24.63 mm/s 之三角波位移和頻率為 0.125 Hz 之正弦波位移所對應不同剪應變等級(依序由 50%、100%、150%、200%至 250%)之試驗結果則可識別出模型參數，如表 1 所列，而數值模擬結果與試驗結果之比較如圖 1 所示。由圖中觀察比較得知，若加載型式為三角波時，當每一迴圈速度轉向時，以此分析模型模擬之結果與試驗結果將產生明顯差異。

表 1 反覆載重試驗參數識別結果

Test name	(a) triangular	(b) sinusoidal
a_1	0.024	0.072
a_2	-2.98e-08	-1.12e-07
a_3	5.90e-10	3.31e-10
a_4	0.177	0.101
a_5	0.024	0.022
a_6	4.476	5.757
a_7	2.59e-04	4.43e-04
a_8	15.28	54.34
a_9	-5.73e-05	-4.87e-05
a_{10}	-0.016	-0.003

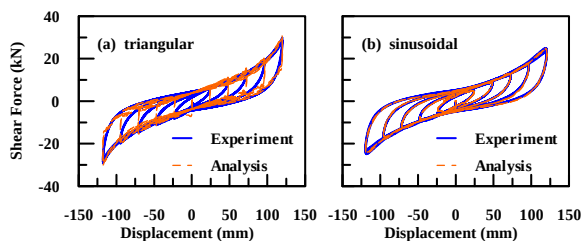
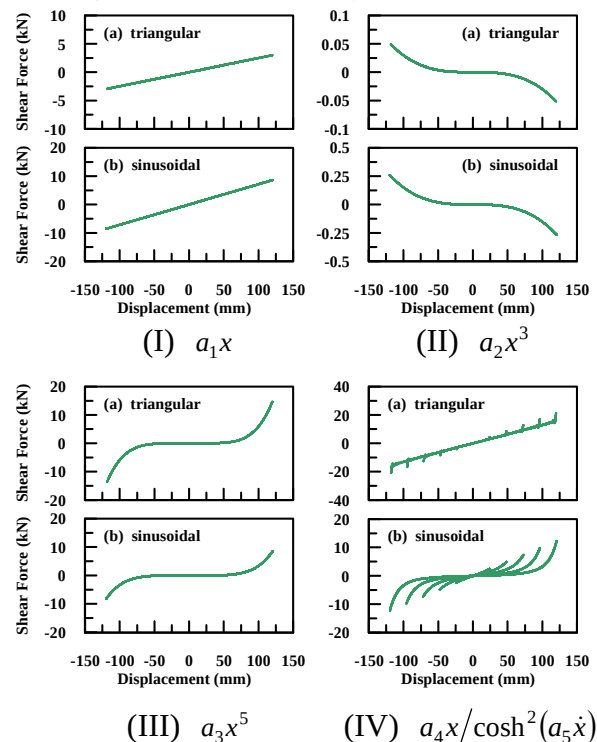
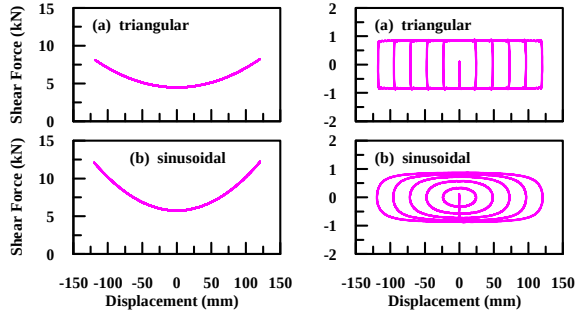


圖 1 模擬結果與試驗遲滯迴圈之比較

2.2 Hwang 分析模型之探討

Hwang 分析模型^[2]在模擬支承墊儲存力方面，各函數圖形分別如圖 2 中(I)至(IV)所示。其中， x 項為主要勁度骨架； x^3 項及 x^5 項則針對高應變區非線性勁度以及應變硬化現象進行調整； $x/\cosh^2(a_5 \dot{x})$ 項由 a_5 參數控制，除對整體勁度骨架進行調整外，同時也模擬頻率效應，然而，因三角波位移加載型式之速度為階躍函數(step function)導致此項函數之分母恆為定值，使其功能與 x 項相同進而喪失其影響性；而 $a_1 \sim a_4$ 參數則控制各項函數參與勁度骨架之程度。在模擬支承墊阻尼力方面，各函數圖形分別如圖 2 中(V)及(VI)所示。其中， $a_6 + a_7 x^2$ 項用於控制整體阻尼力之大小及於高應變區之調整； $\dot{x}/\sqrt{a_8^2 + \dot{x}^2}$ 項則為阻尼模型，探討其分母於兩種極端之情形：(1)當 a_8^2 大於 $\dot{x}$ 時，則相當於黏性阻尼模型，(2)當 a_8^2 小於 $\dot{x}$ 時，整項可近似為 $\dot{x}/|\dot{x}|$ ，即遲滯阻尼模型，故此阻尼模型係由 a_8 參數控制之。然而，支承墊受三角波型式反覆加載時，每當加載轉向，加載速度在極短時間內即改變，實際上阻尼力會產生延遲之現象，但此阻尼模型並無法模擬之，進而降低此阻尼模型之準確性。





$$(V) a_6 + a_7 x^2 \quad (VI) \dot{x} / \sqrt{a_8^2 + \dot{x}^2}$$

圖 2 Hwang 數學分析模型中之各項函數

2.3 Hwang 分析模型之修訂

本研究將參考 Abe 等人^{[6][7]}所提出之分析模型進而修訂 Hwang 分析模型^[2]中之阻尼模型。在 Abe 分析模型^{[6][7]}中，其將高阻尼橡膠支承墊所受之剪力利用模擬勁度之非線性彈性彈簧、模擬遲滯迴圈之彈塑性彈簧以及應變硬化彈簧三個部分組合進行模擬。其中，第二部分用以模擬遲滯迴圈之彈塑性彈簧即由簡化 Özdemiş^[8]所提出之非速度相依彈塑性模型而來，此彈塑性彈簧可表示如下

$$\dot{F}_2(t) = \frac{Y_t}{x_t} \left[\dot{x}(t) - |\dot{x}(t)| \left| \frac{F_2(t)}{Y_t} \right|^n \operatorname{sgn} \left(\frac{F_2(t)}{Y_t} \right) \right] \quad (4)$$

其中， $F_2(t)$ 為模擬遲滯迴圈彈塑性彈簧之儲存力； n 為非線性控制參數；而 Y_t 及 x_t 則分別用以描述高阻尼橡膠支承墊於高應變區以及變形過程中迴圈消能面積之變化，分別如下兩式所示

$$Y_t = Y_0 \left(1 + \left| \frac{x(t)}{x_H} \right|^p \right) \quad (5)$$

$$x_t = x_0 \left(1 + \frac{x_{\max}(t)}{x_S} \right) \quad (6)$$

其中， Y_0 為初始降伏力參數， x_H 為起始應變硬化位移參數， p 為應變硬化曲線控制參數； x_0 為初始降伏位移參數， x_S 為降伏位移控制參數， $x_{\max}$ 為支承墊位移歷時中之最大相對位移。

再根據 2.2 小節針對 Hwang 分析模型^[2]中各項函數探討結果可觀察出，勁度骨架可僅利用 x 、 x^3 及 x^5 此三項函數圖型組成即可模擬之，故修訂後對應於時間 t 下支承墊之水平勁度如下式所示

$$K(x(t), \dot{x}(t)) = a_1 + a_2 x^2(t) + a_3 x^4(t) \quad (7)$$

而在模擬支承墊阻尼力方面，將採用 Abe 分析模型^{[6][7]}中，用於模擬遲滯迴圈之彈塑性彈簧，即式(4)。而此彈塑性彈簧中， Y_t/x_t 項係針對整體遲滯迴圈進行調整，此項函數功能與原 Hwang 分析模型^[2]中，用於控制整體阻尼力大小及對高應變區阻尼力進行調整之 $a_6 + a_7 x^2$ 項相同，故修訂分析模型將 Y_t/x_t 項簡化而採用 $a_6 + a_7 x^2$ 項取代之。因此，依據上述修訂過程，高阻尼橡膠支承墊所承受的水平剪力可表示為

$$F(x(t), \dot{x}(t)) = [a_1 + a_2 x^2(t) + a_3 x^4(t)] x(t) + F_2(t) \quad (8)$$

$$\dot{F}_2(t) = (a_4 + a_5 x^2) \left[\dot{x}(t) - |\dot{x}(t)| \left| \frac{F_2(t)}{Y_t} \right|^{a_6} \operatorname{sgn} \left(\frac{F_2(t)}{Y_t} \right) \right] \quad (9)$$

$$Y_t = a_7 \left(1 + \left| \frac{x(t)}{a_8} \right|^{a_9} \right) \quad (10)$$

2.4 Hwang 分析模型修訂後之結果比較

修訂分析模型中之模型參數亦可利用前述之高阻尼橡膠支承墊反覆載重試驗結果進行識別，如表 2 所列。而圖 3 則為採用修訂分析模型數值模擬結果與試驗結果之比較。

表 2 反覆載重試驗參數識別結果		
Test name	(a) triangular	(b) sinusoidal
a_1	0.116	0.107
a_2	-3.02e-06	-2.88e-06
a_3	3.74e-10	2.73e-10
a_4	0.335	0.549
a_5	5.37e-05	7.28e-05
a_6	0.373	0.224
a_7	2.741	3.376
a_8	47.827	60.297
a_9	1.10	1.334

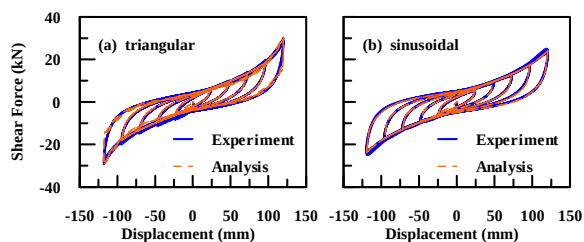


圖 3 模擬結果與試驗遲滯迴圈之比較

由圖中觀察得知，相較於採用 Hwang 分析模型^[2]之數值模擬結果，修訂分析模型得以模擬高阻尼橡膠支承墊受三角波型式反覆載重於速度轉向時之實際行為，在此同時，修訂分析模型亦能準確模擬支承墊於正弦波型式反覆載重下之行為。

三、結論與展望

在 Hwang 分析模型^[2]中，模型阻尼力係採用阻尼係數乘以支承墊相對速度計算之，但從數值分析結果觀察得出，此阻尼模型無法準確模擬當高阻尼橡膠支承墊受三角波型式載重下實際之受力行為，故原阻尼模型不適用於模擬高阻尼橡膠支承墊阻尼力而必須進行修訂。在透過高阻尼橡膠支承墊承分別受加載型式為正弦波與三角波反覆載重性能試驗結果與修訂分析模型數值模擬結果比較得知，本研究針對 Hwang 分析模型^[2]進行修訂後所提出之分析模型確實能提升於模擬高阻尼橡膠支承墊遲滯行為時之準確性。

參考文獻

1. Naeim, F., and Kelly, J.M. "Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice." New York: John Wiley & Sons, Inc. (1999)
2. Hwang, J.S., Wu, J.D., Pan, T.C., and Yang, G. "A Mathematical Hysteresis Model for Elastomeric Isolation Bearings." Earthq Engrg Struct Dyn, Vol. 31(4), pp. 771-789. (2002)
3. Mullins, L. "Softening of Rubber by Deformation." Rubber Chem Tech, Vol. 42(1), pp. 339-362. (1969)
4. Clark, P.W., Aiken, I.D., and Kelly, J.M., "Experimental Studies of the Ultimate Behavior of Seismically Isolated Structures." UCB/EERC-97/18, Earthq Engrg Res Ctr. (1997)
5. Grant, D. N., G. L. Fenves, and A. S. Whittaker. "Bidirectional Modelling of High-Damping Rubber Bearings." J Earthq Engrg 8 S(1): 161–185. (2004)
6. Abe, M., Yoshida, J., and Fujino, Y., "Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. I: Experimental Study." J Struct Engrg, Vol. 130(8), pp. 1119–1132. (2004).
7. Abe, M., Yoshida, J., and Fujino, Y., "Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. II: Modeling." J Struct Engrg, Vol. 130 (8): pp. 1133–1144. (2004)
8. Özdemir, H. "Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures." Doctoral dissertation, Dept. of Civil and Environ. Engrg, UC Berkeley. (1976)

斜面滾動隔震支承廣義運動方程式推導與數值分析研究

林旺春¹ 游忠翰² 汪向榮³ 蕭佳益⁴ 黃震興⁵ 張國鎮⁶

摘要

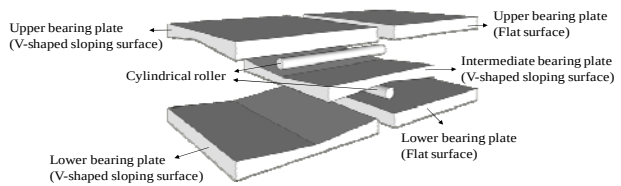
本研究之目的，為推導斜面滾動隔震支承上版與下版的斜面角度為任意角度設計之廣義運動方程式，並進一步建立其數值分析模型，以探討運動方程式中忽略斜面角度高次項與垂直向擾動，對於隔震支承水平向傳遞加速度之影響。本研究結果顯示，忽略斜面角度高次項，對於隔震支承於水平向傳遞加速度之預測準確度影響相當有限，然而，當垂直向擾動具有一定程度的加速度值，其影響則不可忽略，建議應採用精確之廣義運動方程式，以獲得較為理想且保守之分析結果。

關鍵詞：斜面滾動隔震支承、廣義運動方程式、數值分析、斜面角度、垂直擾動

一、前言

近年來在滾動式金屬隔震支承當中，斜面滾動隔震支承的相關研究與應用持續被關注與探討。Lee 等人(Lee *et al.*, 2010)與汪等人(Wang *et al.*, 2014)的研究中，斜面滾動隔震支承由三組版元件(即頂版、中版與底版)與滾軸所組成，見圖一所示。在 Lee 等人的研究中，其頂版與底版的滾動面以平面設計，中版則採用 V 型斜面設計；在汪等人的研究中，頂版、中版與底版皆採用相同斜面角度之 V 型斜面設計。因 Lee 等人與汪等人的研究成果中採用不同之滾動面設計，故其分別推導之運動方程式實質上並不相同，且不可替換應用。因此，本研究之目的，為假設斜面滾動隔震支承上版與下版的斜面角度為任意角度設計，推導其廣義運動方程式，藉由推導結果以可分別描述 Lee 等人與汪等人研究所探討之不同隔震支承運動行為。最後，本研究進行一系列之數值分析，以探討忽略斜面角度高次項與垂直向擾動對於隔震支承水

平向傳遞加速度之影響。



圖一 斜面滾動隔震支承示意圖

二、廣義運動方程式推導

圖二(a)即為斜面滾動隔震支承之簡化模型示意圖(滾軸於兩任意斜率之 V 型斜面間進行滾動)，其中， M 、 m_1 與 m_2 分別為設備、上版及滾軸質量； θ_1 與 θ_2 分別為上、下版斜面角度； r 為滾軸半徑。當滾軸在斜面上滾動時，考慮上版(或滾軸)於下版左、右兩側且兩相反滾動方向，其中一種運動情況如圖二(b)表示，其中， g 為重力加速度； $\ddot{x}_g(\ddot{z}_g)$ 為水平向(垂直向)加速度擾動輸入； $x_1(z_1)$ 、 $\dot{x}_1(\dot{z}_1)$ 與 $\ddot{x}_1(\ddot{z}_1)$ 分別為設備與上版相對於圖中 O 點之水平向(垂直向)位移、速度及加速度反應； $x_2(z_2)$ 、

¹ 國家地震工程研究中心助理研究員

² 國立台灣大學博士生

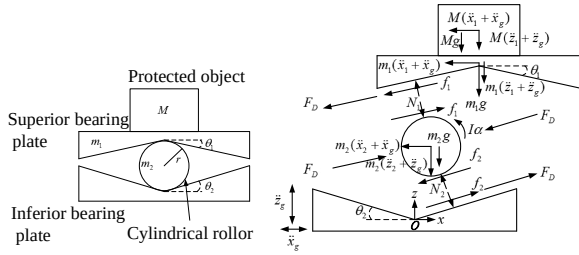
³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國立地震工程研究中心助理研究員

⁵ 國家地震工程研究中心組長

⁶ 國家地震工程研究中心主任

$\dot{x}_2(\dot{z}_2)$ 與 $\ddot{x}_2(\ddot{z}_2)$ 分別為滾軸相對於圖中 O 點之水平向(垂直向)位移、速度及加速度反應； I 為滾軸之轉動慣量； α 為滾軸之轉動角加速度； f_1 與 f_2 分別為作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之滾動摩擦力； N_1 與 N_2 分別為作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之正向力； F_D 為內置摩擦阻尼所提供之阻尼力。



(a) 靜止狀態 (b) 滾軸在斜面上運動
圖二 簡化模型自由體圖

依圖二(b)之自由體圖，考慮物理動力學之自由體動力平衡與轉動平衡定律，並假設滾軸質量遠小於上版與設備質量總和，共可求解九個物理量，即精確的廣義解(Exact Generalized Solutions)，分別為滾軸之轉動角加速度(α)、作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之滾動摩擦力(f_1 與 f_2)、作用於上版與滾軸、滾軸與下版間之正向力(N_1 與 N_2)、滾軸相對於 O 點之水平向及垂直向傳遞加速度反應($\ddot{x}_2$ 與 $\ddot{z}_2$)、設備與上版相對於 O 點之垂直向傳遞加速度反應($\ddot{z}_1$)、以及設備與上版相對於 O 點之水平向傳遞加速度反應($\ddot{x}_1$)如下所示：

$$\ddot{x}_1 = \frac{-(\cos \theta_1 + \cos \theta_2)}{2(M + m_1)[1 + \cos(\theta_1 - \theta_2)]} \{2F_D \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) + (M + m_1)[\ddot{x}_g(\cos \theta_1 + \cos \theta_2) + (g + \ddot{z}_g)(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)\operatorname{sgn}(x_1)]\} \quad (1)$$

由精確的廣義解中可能無法直觀地獲得相關物理資訊，因此，初步合理假設 θ_1 與 θ_2 通常很小，其高次項可被忽略，即 $\cos^2 \theta_1 \approx 1$ 、 $\sin^2 \theta_1 \approx 0$ 與 $\sin \theta_1 \sin \theta_2 \approx 0$ 。另外，在無垂直向擾動假設下，可進一步由上述九個物理量再次獲得簡化之廣義解(Simplified Generalized Solutions)，其中式(1)之設備與上版相對於 O 點之水平向傳遞加速度反應，可簡化如下所示：

$$\ddot{x}_1 = \frac{-(\cos \theta_1 + \cos \theta_2)}{4(M + m_1)} [2F_D \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) + (M + m_1)g(\sin \theta_1 + \sin \theta_2)\operatorname{sgn}(x_1)] - \ddot{x}_g \quad (2)$$

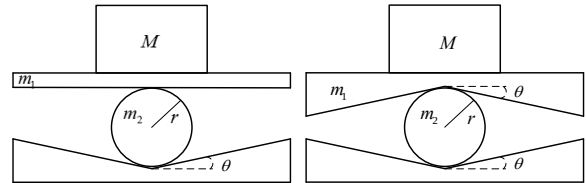
依式(2)所得簡化之廣義解，可進一步分別應用於說明 Lee 等人與汪等人研究中所探討不同斜面設計隔震支承之運動行為，如圖三所示。

(1) 假設上版斜面角度為 0 度(即平面設計)，下版斜面角度為 θ ，可得 Lee 等人研究中之滾軸在斜面上滾動的水平向傳遞加速度反應：

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{g \sin \theta}{2} \operatorname{sgn}(x_1) - \frac{F_D}{(M + m_1)} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (3)$$

(2) 假設上、下版之斜面角度皆為 θ ，可得汪等人研究中之滾軸在斜面上滾動的水平向傳遞加速度反應：

$$\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g = -\frac{g \sin 2\theta}{2} \operatorname{sgn}(x_1) - \frac{F_D \cos \theta}{(M + m_1)} \operatorname{sgn}(\dot{x}_1) \quad (4)$$



(a) Lee 等人之研究 (b) 汪等人之研究
圖三 過去研究簡化模型示意圖

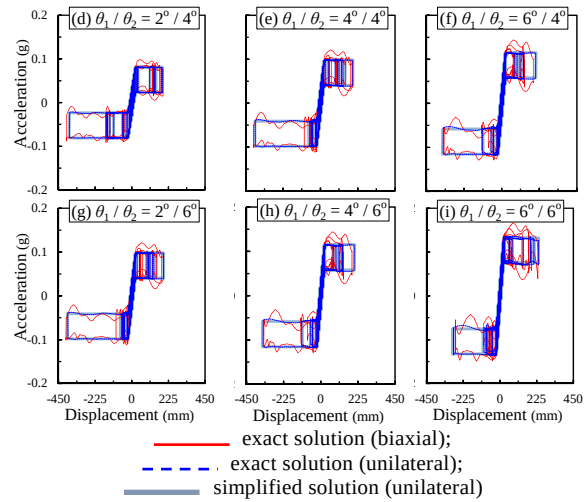
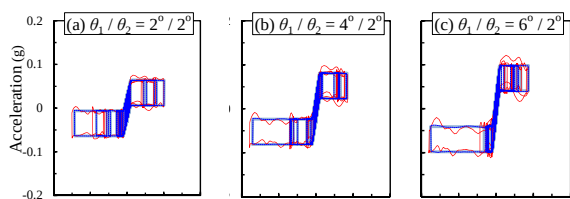
三、簡化廣義方程式之探討

在忽略由斜面角度高次項與垂直向擾動造成之影響下，可進一步由精確之廣義解得到簡化之廣義解，然而，此忽略假設可能會造成精確與簡化廣義解之數值分析結果有顯著的差異性。為了探討忽略斜面角度與垂直向輸入擾動對於水平向最大傳遞加速度的影響，以 25 組不同角度設計組合之斜面滾動隔震支承進行數值分析(見圖二(a))，斜面角度設計由 2 度以漸增 1 度變化至 6 度，即 $(\theta_1, \theta_2) = (2^\circ \sim 6^\circ, 2^\circ \sim 6^\circ)$ ，且不同設計組合皆具有一致的摩擦阻尼力設計($F_D = 301 \text{ N}$)。上方設備及上版總質量

$(M + m_1)$ 假設為 $1000 \text{ N-sec}^2/\text{m}$ 。考慮固定曲率半徑(R)之圓弧曲面範圍(d)為 21.6 mm ，當斜面角度由 2 度以漸增 1 度變化至 6 度時，曲率半徑設計分別為 618 mm 、 206 mm 、 155 mm 、 124 mm 、 104 mm 。數值分析水平單軸向(Unilateral)及雙軸向(水平單軸向與垂直單軸向，Biaxial)之輸入擾動採用三組真實地震紀錄與三組人造加速度歷時，並考慮不同之輸入加速度等級，見表一說明。圖四為利用式(1)與式(2)在 Kobe 輸入擾動下，不同斜面角度設計之遲滯迴圈分析結果。由圖中可發現，當滾軸進入斜面滾動時，相較於忽略斜面角度高次項，忽略垂直向擾動對於水平向傳遞加速度反應的影響相當顯著，實際的水平向最大加速度反應將不再如式(2)所預測之理想常數加速度控制。

表一 分析輸入擾動

輸入擾動	地震紀錄說明 需求反應譜條件	輸入方向	輸入加速度等級 (g)			
			25%	50%	75%	100%
El Centro	IMPVALL/I-ELC180	Unilateral X	0.08	0.16	0.23	0.31
	IMPVALL/I-ELC-UP Imperial Valley, U.S., 1940/05/19	X	0.08	0.16	0.23	0.31
		Biaxial Z	0.05	0.11	0.16	0.21
Kobe	KOBE/KJM000	Unilateral X	0.21	0.41	0.62	0.82
	KOBE/KJM-UP Kobe, Japan, 1995/01/16	X	0.21	0.41	0.62	0.82
		Biaxial Z	0.09	0.17	0.26	0.34
ChiChi	CHICHI/CHY028-N	Unilateral X	0.19	0.38	0.57	0.76
	CHICHI/CHY028-V Chi-Chi, Taiwan, 1999/09/21	X	0.19	0.38	0.57	0.76
		Biaxial Z	0.09	0.17	0.26	0.34
AC 156-1	RRS specified in AC156	Unilateral X	0.13	0.25	0.38	0.50
	Isolated equipment is placed at 3rd floor (8.75m in elevation) of a 7-story building (24m in height) at Taipei City	X	0.13	0.25	0.38	0.50
		Biaxial Z	0.06	0.13	0.19	0.25
AC 156-2	RRS specified in AC156	Unilateral X	0.25	0.50	0.75	1.00
	Isolated equipment is placed at 3rd floor (8m in elevation) of a 3-story building (12m in height) at Nantou County	X	0.25	0.50	0.75	1.00
		Biaxial Z	0.13	0.25	0.38	0.50
IEEE	RRS specified in IEEE Std 693TM-2005 for high performance level	Unilateral X	0.25	0.50	0.75	1.00
		X	0.25	0.50	0.75	1.00
		Biaxial Z	0.20	0.40	0.60	0.80



圖四 不同斜面角度設計在 Kobe 輸入擾動下之遲滯迴圈分析結果

為了能夠分別且清楚討論忽略斜面角度高次項與垂直向擾動對於水平向傳遞加速度反應的影響，以下定義兩個重要指標：

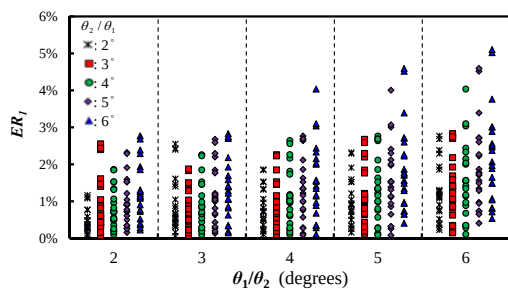
$$ER_1 = \frac{\max(|A_{uni, exact}|) - \max(|A_{uni, simplified}|)}{\max(|A_{uni, simplified}|)} \times 100\% \quad (5)$$

$$ER_2 = \frac{\max(|A_{bi, exact}|) - \max(|A_{uni, exact}|)}{\max(|A_{uni, exact}|)} \times 100\% \quad (6)$$

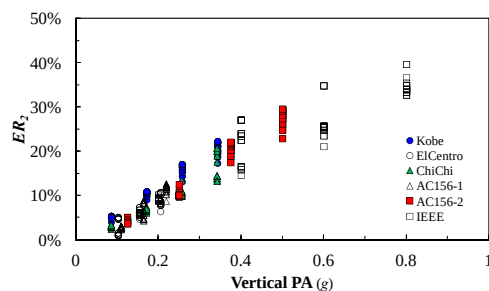
其中， ER_1 為因忽略斜面角度高次項造成低估水平向最大加速度反應的指標； ER_2 為因忽略垂直向擾動造成低估水平向最大加速度反應的指標； $A_{uni, exact}$ 與 $A_{bi, exact}$ 分別為利用式(1)預測水平單軸向及雙軸向擾動下之水平向加速度反應； $A_{uni, simplified}$ 為利用式(2)預測水平單軸向擾動下之水平向加速度反應。

圖五為不同斜面角度設計在水平單軸向擾動下之 ER_1 值變化，擾動歷時中滾軸未進入斜面滾動之數值分析結果，將不納入比較探討。由圖中可發現，斜面角度愈大， ER_1 值愈大，即忽略斜面角度高次項會造成水平向最大加速度反應更為低估，然其影響相當有限。在 unilateral-100%-ChiChi 擾動下，斜面角度設計 $(\theta_1, \theta_2) = (6^\circ, 6^\circ)$ 發生最大 ER_1 值，其值僅約 5.10% 。因此，在工程實務分析與設計上，斜面角度高次項是可以被合理的忽略。

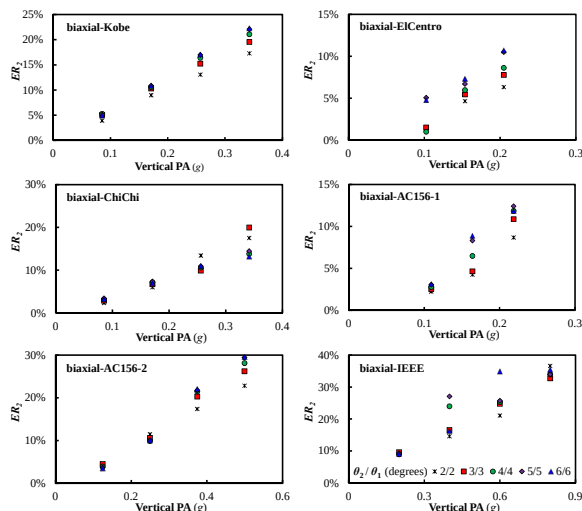
圖六與圖七為在不同垂直向加速度等級雙軸向擾動下之 ER_2 值變化，由圖中可發現，垂直向加速度等級愈大， ER_2 值愈大，即忽略垂直向加速度會造成水平向最大加速度反應更為低估，其影響較斜面角度高次項更為顯著。在 biaxial-100%-IEEE 擾動下，斜面角度設計 $(\theta_1, \theta_2)=(2^\circ, 2^\circ)$ 發生最大 ER_2 值，其值約為 36.59 %。因此，在工程實務分析與設計上，若垂直向擾動具一定程度的加速度值，為能夠獲得更準確且保守的結果，建議不可忽略垂直向擾動對於水平向加速度反應的影響。



圖五 不同斜面角度設計在所有水平單軸向擾動下之 ER_1 值變化



圖六 所有不同輸入垂直加速度等級雙軸向擾動下之 ER_2 值變化



圖七 斜面角度設計 $(\theta_1, \theta_2)=(2^\circ, 2^\circ)$ 、 $(3^\circ, 3^\circ)$ 、 $(4^\circ, 4^\circ)$ 、 $(5^\circ, 5^\circ)$ 、 $(6^\circ, 6^\circ)$ 在不同輸入垂直加速度等級雙軸向擾動下之 ER_2 值變化

3 $^\circ$)、(4 $^\circ$, 4 $^\circ$)、(5 $^\circ$, 5 $^\circ$)、(6 $^\circ$, 6 $^\circ$)在不同輸入垂直加速度等級雙軸向擾動下之 ER_2 值變化

五、結論與展望

為獲得更完整的斜面滾動隔震支承性能設計方法，本研究推導滾軸於兩任意斜率之 V 型斜面間進行滾動之廣義運動方程式，並建立其數值分析模型，藉由理論驗證，可有效歸納 Lee 等人與汪等人研究結果之數學模型。並進行一系列之數值分析研究，以探討忽略斜面角度高次項與垂直向擾動對於水平向傳遞加速度反應的影響。數值結果顯示，忽略垂直向擾動於水平向傳遞加速度預測之準確性上，較忽略斜面角度高次項扮演著更為重要之角色。因此，若垂直向擾動具一定程度的加速度值，本研究建議採用精確之廣義運動方程式，以獲得較為理想且保守之分析結果。

參考文獻

1. Lee GC, Ou YC, Niu T, Song J and Liang Z. (2010). "Characterization of a roller seismic isolation bearing with supplemental energy dissipation for highway bridges," Journal of Structural Engineering, ASCE, 136(5): 502-510.
2. Wang SJ, Hwang JS, Chang KC, Shiau CY, Lin WC, Tsai MS, Hong JX and Yang YH. (2014). "Sloped multi-roller isolation devices for seismic protection of equipment and facilities," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(10): 1443-1461.
3. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Ground Motion Database. Retrieved Aug. 15, 2014 from the World Wide Web: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/.
4. AC156. (2007) "Acceptance criteria for seismic qualification by shake-table testing of nonstructural components and systems," ICC Evaluation Service Inc..
5. IEEE Std 693TM-2005. (2006). "IEEE recommended practice for seismic Design of Substations," Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE) Power Engineering Society, NY.

醫院常用消防管線系統之耐震行為實驗研究

林震宇¹ 林凡茹² 柴駿甫³ 王鑑翔⁴ 張國鎮⁵

摘要

從過去醫院遭受地震的經驗中顯示，消防灑水管線系統一旦於某處輕微震損而發生洩漏，且隨即因工作水壓導致消防水大量外流，釀成淹水等二次傷害，迫使醫院等重要建築中斷正常醫療機能。為了提供醫院緊急醫療服務系統於強震後能正常運作，本研究擬針對消防灑水系統進行相關之評估、補強，並藉由某醫院典型之消防灑水系統配置進行振動台實驗，並於振動台實驗中加裝各種防震裝置，如耐震斜撐、柔性軟管或機械接頭等。藉由振動台實驗觀察各種補強方式於震後之行為與破壞模式。實驗結果顯示，破壞皆產生在三通接頭之螺紋分支管上，其原因為螺紋接頭之抗剪與抗彎能力較差所導致。就本實驗配置而言，將分支管之螺紋接頭換置一段為柔性軟管，並配合耐震斜撐，可有效降低螺紋接頭上所產生之剪力效應，得到較佳之耐震效果。

關鍵詞：醫院消防灑水系統、振動台實驗、水平管線系統、管線耐震裝置

一、研究目的

根據我國緊急醫療救護法規定，急救責任醫院需辦理的緊急醫療業務，第一項即為『全天候提供緊急傷病患醫療照護』，急救責任醫院應在大地震後仍能執行緊急醫療工作。然由九二一與近年地震經驗可知，醫院應同時提升建築結構體及醫療設備等直接性設施之耐震能力，並提升供電、供水、資訊系統等間接性設施的耐震性能，方能在地震過後提供震後大量湧入的傷患緊急醫療與照護，避免如九二一震後部分災區醫院無法使用醫療空間，甚至人員撤離醫院至戶外進行醫療。基於醫院使用機能的複雜性與維持正常營運之需求，目前國內醫院亟需可行性高之結構與非結構補強準則據以依循。

醫院中之消防灑水系統於多次地震中發生漏水與淹水的情形，導致醫院內部醫療功能之喪失，如 1994 年美國之北嶺地震。由文獻中可知，消防灑水系統有幾種

共通的破壞模式，如螺紋接頭破壞、錨定處破壞、灑水頭破壞等。另一個案例為 2010 年台灣之甲仙地震(圖 1)，消防灑水系統於管徑連接處破壞而導致所在樓層因淹水喪失其醫療功能。



圖 1 2010 年甲仙地震醫院震損照片

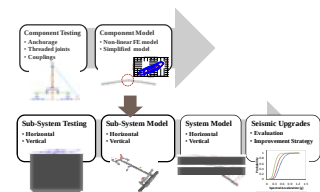


圖 2 消防管線系統研究流程圖

對於一般建築物而言，NFPA13[1]提供了一套完整的消防灑水系統之耐震設計與安裝方式。然而，此一標準必須經過更多地震之測試與廣泛的研究來驗證其可行性。有鑑於國內對於強震後醫院需緊急醫療之服務，國家地震工程研究中心(NCREE)提出一醫院內典型之消防灑水系統配置模型，藉由此模型進行振動台實驗，觀察震後之常見損傷狀態，並提出有

¹ 國家地震工程研究中心佐理研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員

⁴ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

⁵ 國立台灣大學大學土木系教授兼國家地震工程研究中心主任

效之改進方式。本研究共分為三階段進行：(1)、消防管線各元件之耐震行為，包含混凝土錨定螺栓測試、小管徑之機械接頭與螺紋接頭之純彎矩和剪力測試，利用實驗結果建立較合理之非彈性數值模型；(2)、管線系統耐震行為，包含水平與垂直管線；(3)、適當的消防灑水系統耐震評估方法以及改善策略，並建立合理的數值分析模型(如圖 2)。本文針對第二階段典型之水平管線系統進行振動台實驗，並依照 NFPA13 建議之耐震方式進行耐震補強，包含耐震斜撐、機械接頭以及軟管等元件，初步測試各元件之耐震性能。

二、場址調查

為進行消防管線系統之水平管線系統之振動台實驗，本研究調查於 2010 年甲仙地震中受損之某醫療大樓，觀察醫院中典型之消防灑水系統配置。圖 3 為此醫院頂樓消防管線平面圖(六樓)，管線於走廊處穿至各病房，圖中標示處(紅虛線)即為地震時遭受破壞之管線系統所在位置，本研究即針對此一配置建立振動台之實驗模型。於走廊處共有四條管線沿橫向方向展開，並使用鞦韆型吊架將四組管線懸吊固定，如圖 4 所示，圖面由左至右依序為直徑 6"、2½"、6"、4"之管線，其中 6"管線為消防管線之主管，並延伸進各病房內，連接至各個灑水頭。由微振試驗和衝擊錘試驗結果可知，該建築物的基本頻率於沿主管方向為 5.37Hz，沿病房方向則為 2.0Hz 左右。

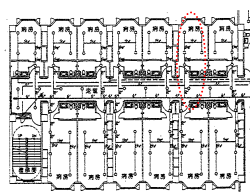


圖 3 消防管線系統平面圖與甲仙地震時管線破壞位置圖

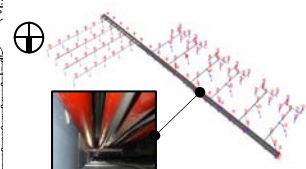


圖 4 水平管線系統之數值模型

由於振動台尺寸大小之限制，且消防灑水系統各支管之配置皆相近，故本研究針對破壞段管線進行分析與測試，並依據現場調查與微振測試之結果，模擬與設計

較合理之邊界條件，如圖 5 所示。

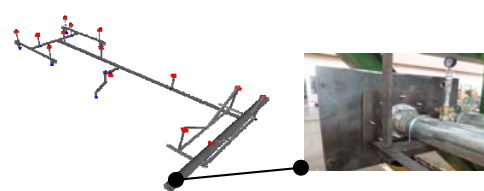


圖 5 振動台實驗之數值模型

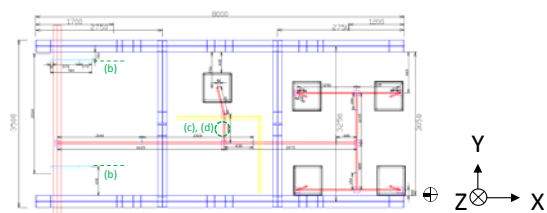
三、振動台實驗：水平管線

本次實驗擬定 X 軸向為管線支管延伸方向，Y 軸向為主管軸向方向(如圖 6(a)所示)。此次實驗除了測試原始之配置，觀察其發生破壞之螺紋管件，同時也提出各項不同耐震元件進行測試，包含斜撐元件、可撓性軟管、機械接頭等，以驗證各種元件於地震力下可發揮之功效。斜撐架設於支撐主管之鞦韆型吊架(詳細位置可參考圖 6(a)中標示(b)之位置)，可撓性軟管與機械接頭則配置於原始管線破壞處，取代原有之 1"螺紋接頭管線。表 1 則為各種不同耐震元件之測試項目表。

實驗時測試兩種不同類型之地震歷時與反應譜[2]，其中 Type A 型為符合台灣耐震設計規範反應譜之地震歷時，目的為驗證各種不同耐震措施是否能滿足現行規範之要求[3]；而 Type B 型之地震歷時為模擬此醫院建築於甲仙地震時之頂樓樓層反應。試驗時先輸入三筆由小至大之 Type B 型地震歷時，分別為地震峰值正規化至地表 25gal、80gal 與 168gal(甲仙地震實測值)；若管線系統無損壞，則繼續完成 Type A 之地震。圖 7(a)與(b)為實驗時加速規與位移計之配置，圖 7(c)為於 D.B.F 實驗狀態下應變計之配置圖。

表 1 測試參數表 (不同耐震元件)

O.C.	原始配置
C.T.	機械接頭 (靠近 T 型接頭旁)
D.B.	雙斜撐配置
F.H.	可撓性軟管
C.B.	機械接頭 (於 T 型接頭與隔間牆中央)
D.B.F.	雙斜撐搭配可撓性軟管

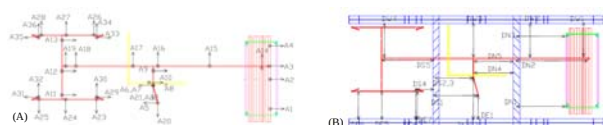


(a) 測試配置圖



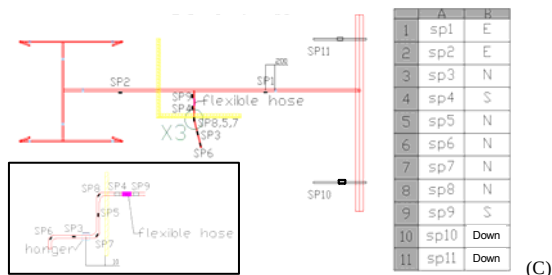
(b) 斜撐 (c) 可撓性軟管 (d) 機械接頭

圖 6 振動台實驗之消防管線耐震元件圖



(a) 加速規

(b) 位移計

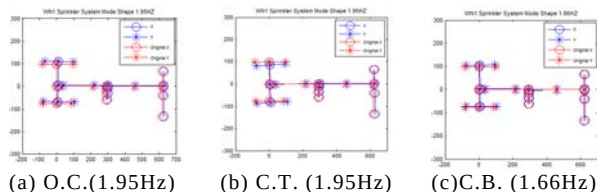


(c) DBF 應變計配置

圖 7 量測儀器配置位置

四、振動台實驗之測試結果

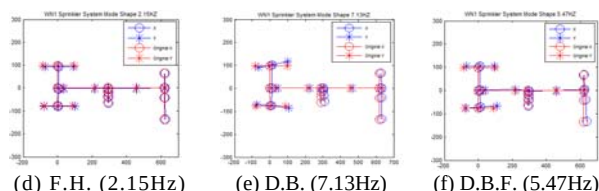
圖 8 為識別各種配置下，管線 X 軸向自然頻率與模態形狀之結果。從原始配置(O.C.)可觀察出，第一模態為 X 向之平移；而從加裝斜撐之配置(D.B.、D.B.F.)可看出，自然頻率有明顯上升之趨勢；另外，從加裝軟管與機械接頭之配置(F.H.、C.B.)可觀察到，自然頻率明顯下降且改變了管線局部的變形；而安裝於 T 型接頭旁之機械接頭(C.B.)，因距離 T 型接頭過近，導致機械接頭之效能無法發揮，因此自然頻率與原始配置(O.C.)相近。



(a) O.C.(1.95Hz)

(b) C.T. (1.95Hz)

(c) C.B. (1.66Hz)



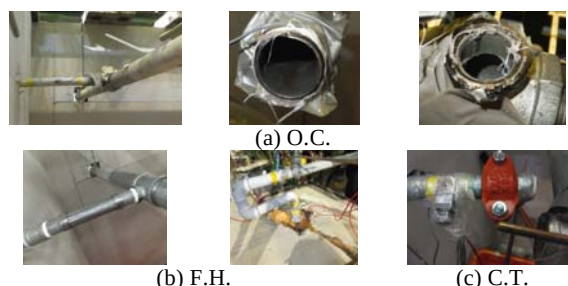
(d) F.H. (2.15Hz)

(e) D.B. (7.13Hz)

(f) D.B.F. (5.47Hz)

圖 8 各配置於 X 向之第一模態與頻率

由於地震時之交互作用，導致消防管線與相鄰的其他非結構構件互相碰撞產生破壞，本研究針對三項性能指標進行相關檢驗：(1)、管線之破壞，(2)、天花板的擴孔行為，(3)、管線中水壓之洩漏情況。從原始配置(O.C.)的測試結果可知，在三通接頭上所分出來的 1" 螺紋接頭為整個管線系統中最脆弱的部分，並在 Type B 型地震力地表 168 gal 中遭到破壞(如圖 9(a))，從實驗破壞之情況可看出，此處為剪切或撓曲破壞。安裝柔性軟管(F.H.)之組別經過兩種地震力之測試後，管線均無損傷(如圖 9(b)與圖 10(b)所示)，然而，觀察天花板與隔間牆的擴孔可知，此組別於 Type B 型地震力地表 168gal 時，天花板接近全毀，對於震後之修復極為不便(圖 10(a))。觀察兩種不同配置之機械接頭(C.T.、C.B.)可發現，兩者皆於 Type B 型地震力地表 80gal 與 168 gal 時發生漏水之現象(圖 9(d))，未來若需安裝機械接頭於水平分支管，則須對其進行進一步相關之研究。觀察安裝雙斜撐(D.B.)與斜撐加裝柔性軟管(D.B.F.)之組別可看出，斜撐為較佳之耐震元件選擇，然而僅有斜撐之組別(D.B.)於 Type A 型地震力時，發生漏水現象(如圖 10(b))，斜撐加裝柔性軟管之組別(D.B.F.)則通過了 Type A 型與 B 型地震力之測試，消防管線、柔性軟管與斜撐等元件均無損壞，且天花板擴孔現象相對不明顯(圖 10(a))，僅於斜撐之連接附件發生局部之變形與破壞(如圖 9(e))。



(a) O.C.

(b) F.H.

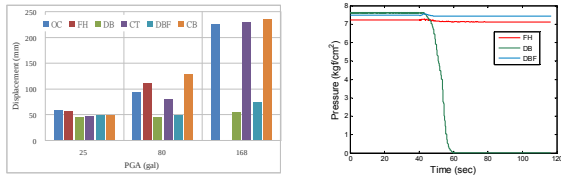
(c) C.T.



(d) C.B.

(e) D.B.F.

圖 9 各種配置下之破壞情況圖



(a) Type B 測試之天花板損壞表

(b) Type A 測試之滲漏情況

圖 10 不同狀況之耐震性能

圖 11 至圖 13 為不同配置下於 Type A 型與 Type B 型地震力耐震性能之比較。原始配置(O.C.)在 Type B 型地震下，於 20.4 秒時發生洩漏(如圖 11、12)；而雙斜撐配置(D.B.)在 Type A 型地震下，於 40 秒時發生洩漏(如圖 13)。比較原始配置(O.C.)下 6"主管(圖 11(a)與 12(a))與受損的 1"分支管(圖 11(b)與 12(b))於試驗中之反應可知，隔間牆抑制了 1"分支管於實驗中之位移反應，但加速度反應則因此增加。另外，從兩種斜撐(D.B.、D.B.F.)與原始配置(O.C.)之比較可發現，加裝斜撐之試驗有效抑制了整體管線系統之反應(圖 11)，且並無對 1"分支管造成明顯的影響(圖 12)。從應變計之反應可觀察出(圖 13(a))，同時使用軟管與斜撐在管線系統上，能有效降低 1"分支管之應力，使管線發生洩漏的可能性降低。然而，從圖 13(b)中可觀察出，D.B.F.於斜撐上之受力大於 D.B.之配置，此為因 D.B.斜撐之連接附件已破壞，導致斜撐無法抵抗地震力，而 D.B.F.之斜撐連接附件雖然也有局部損壞，但仍能將地震力傳遞至斜撐上，因此斜撐之受力較大。

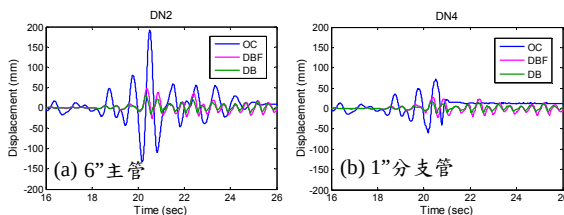


圖 11 O.C.、D.B.與 D.B.F.在 Type B 型地震下之位移反應比較圖

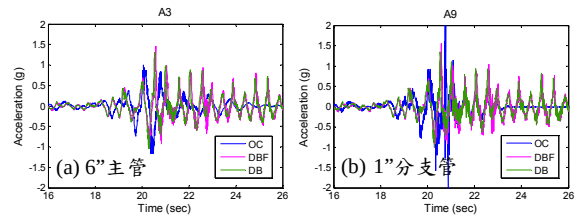


圖 12 O.C.、D.B.與 D.B.F.在 Type B 型地震下之加速度反應比較圖

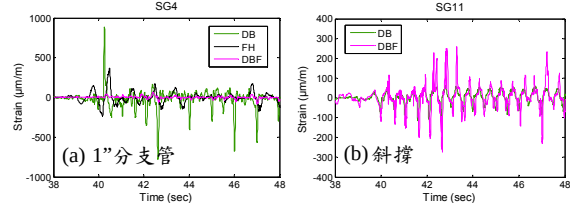


圖 13 D.B.、F.H.與 D.B.F.在 Type A 型地震下之應變計反應比較圖

五、結論

為了提供醫院緊急醫療服務系統於強震後能正常運作，本研究擬針對消防灑水系統進行相關之評估、補強，並藉由某醫院典型之消防灑水系統配置進行振動台實驗，並於振動台實驗中加裝各種防震裝置，藉由振動台實驗觀察各種補強方式於震後之行為與破壞模式。實驗結果顯示，破壞皆產生在三通接頭之螺紋分支管上，其原因為螺紋接頭之抗剪與抗彎能力較差所導致。就本實驗配置而言，將分支管之螺紋接頭換置一段為柔性軟管，並配合耐震斜撐，可有效降低螺紋接頭上所產生之應力，且天花板之擴孔亦無明顯破壞，震後恢復與重建較為容易，唯須注意斜撐連接附加構件之強度，避免破壞之產生，使地震力無法有效傳遞至斜撐上。

參考文獻

1. "Standard for the Installation of Sprinkler Systems", NFPA 13, 2010.
2. Lin, F.R., Chai, J.F., Lin, Z.Y., Wang, J.X., Chang K.C., Liao, W.I. (2014), "Shaking Table Tests for Seismic Improvement of A Typical Sprinkler Piping System in Hospital", *The 5th Asia Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan.
3. 「建築物耐震設計規範及解說」，內政部營建署頒布，2011 年。

醫療院所設備物簡易耐震評估分析程式

簡子婕¹ 柴駿甫² 林凡茹³

摘要

為確保醫院於震後維持生命安全與緊急醫療功能，依據國家地震工程研究中心研擬之醫院耐震評估補強準則(草案)，藉由醫療分級與急救責任醫院分級制度擬定醫院非結構耐震補強目標。然醫院內部設備種類繁雜，為達成醫院預定之非結構耐震性能目標，並提升設備補強作業之經濟性與實效性，本研究針對醫院獨立式設備物建立快速篩選程式，專業人員在調查設備物後，將基本資料輸入該程式，即可得知是否該進行補強，並對需進行補強之設備物提供螺栓錨定分析之初步結果，提升專業人員對醫院設備物逐項評估效率。

關鍵詞：醫院非結構、醫療設備、設備耐震評估

一、前言

本研究內容依國家地震工程研究中心研擬之「醫院耐震評估補強準則」¹ 草案，針對獨立式醫療設備物建立程式以供快速評估。本文先介紹程式整體架構與流程，再依序說明各流程詳細內容，流程包含性能目標分級、地震水準需求及設備物行為模式判斷，再針對需補強之設備物進一步進行螺栓錨定分析。錨定分析需計算設備物支承點反力，一般通用公式無法反應載重分配集中於部分螺栓的情況，為接近設備物真實情形，本研究以軟體模擬設備物多支承情況，將所得數值與通用公式比較以求修正係數，以此係數修正公式，避免發生低估的可能性。

二、程式頁面與評估流程

程式內需填寫醫院檢核與設備物檢核兩個主要頁面，醫院檢核表如圖一所示，包含醫院分級、醫院工址、耐震相關係數及醫院樓層高度；設備物檢核表頁面如圖二，每欄可評估單項設備物，填寫內容包含設備物名稱、分類、所在位置、固定放置方式及長寬高等基本參數。經由程式判定是否需進一步補強，需補強之設備物則需填寫補強資料，如螺栓號數、顆數

及埋入基材強度等，再由程式判斷補強結果是否可行。

圖三為設備物填表流程，虛線框內顯示設備物相關資訊之填寫順序，螺栓資料表(圖四)為使用螺栓之性能資料，中間灰底為程式輸出項目，最右欄為評估結果，亦即需「維持原樣」或是「依補強方式補強」。後續將逐項說明程式分析邏輯內容。

三、程式邏輯判斷內容

性能等級

醫院空間分為居室與非居室，居室內之必要空間包含重要醫療空間與逃生避難空間兩大類，相同之設備物置於不同空間將影響其性能等級。使用者依設備物項目選填設備類型、設備種類與細項類別，程式依設備物所屬空間與類型判定所屬性能等級，其流程與方式如圖五所示。

性能目標

醫院分級制度將醫院分為醫學中心、區域醫院與地區醫院，而急救責任醫院分級則將醫院分為重度級、中度級、一般級與非屬急救責任醫院。圖六為程式判斷邏輯，設備物確認所屬性能等級後，即可依照醫院分類決定性能目標及所需設計地震力。

¹ 國家地震工程研究中心佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

設備物行為模式與補強需求

設備物行為模式主要判斷設備物是否有滑移、旋轉或傾倒的可能，其檢核依據 Ishiyama² 研究理論進行判定，理論公式分別為式 1 至式 3。其中樓板加速度與樓板速度參考建築物耐震設計規範 1 與陳威中³ 論文求得。綜合設備物行為模式判斷，程式依圖七判定設備物的行為結果。結果中只要有「滑移」或「傾倒」的可能，即被認定為需要進行補強。

$$A > \mu g \quad (\text{滑移}) \quad (\text{式 1})$$

$$\frac{B}{H} < \frac{A}{g} \quad (\text{旋轉}) \quad (\text{式 2})$$

$$V > 10 \times \frac{B^*}{\sqrt{H}} \quad (\text{傾倒}) \quad (\text{式 3})$$

四、螺栓評估與補強

通用計算方式

通常計算設備物錨定點需求拉力 T_{ua} 與剪力 V_{ua} 方式依式 4、5，其中拉力將自重與地震力影響簡化為同一公式計算，分別檢討 X、Y 向並取其大值，剪力計算則將水平地震力除以螺栓總數。式中 F_{ph} 為水平地震力， F_{pv} 為垂直地震力， n 為螺栓總數， n_t 為受力側螺栓數，其餘代號可參考圖八。

$$T_{ua} = \frac{F_{ph} \times h_G - (W_p - F_{pv}) \times l_G}{L \times n_t} \quad (\text{式 4})$$

$$V_{ua} = \frac{F_{ph}}{n} \quad (\text{式 5})$$

支承點反力計算修正

本文拉力計算方面，自重與地震力分開考量(式 6)，並使用載重組合 0.9D±1E，對出現最大拉力之螺栓進行檢核。 T_w 為自重造成之正向力(式 8)； T_E 為地震力造成之拉力，依式 9 計算， T_{QX} 、 T_{QY} 、 T_{QZ} 為地震力分別於三軸方向作用時產生之螺栓拉力，考量三軸地震力最大值不會同時發生，因此式 9 中 T_{QX} 與 T_{QY} 分別以 1:0.3 之比例組合計算，再取最大值做為需求拉力強度。

剪力依式 10，相較於只考量單向地震力的通用計算方式，本程式考量兩水平向同時受地震力作用時情形，以雙軸向剪力

數值平方相加開根號計算， T_{QX} 與 T_{QY} 亦以 1:0.3 之比例組合考慮。

修正係數

式 6 及式 7 中使用之修正係數 ϕ 、分別受設備物的偏心情形、長寬比例、支承方式等條件影響。經過 SAP 軟體模擬分析各項情形並與通用計算所得數值相比較，可得修正係數列表，如圖九(以 ϕ_{TE} 為例)。程式依使用者於「設備物檢核表」所填寫之項目，於表中針對不同變數而選取對應係數。

螺栓性能與補強檢核

螺栓性能依使用者填於圖三資料表決定，依據準則¹ 第三篇求得螺栓性能 ϕT_n 與 ϕV_n ，並與需求強度 T_{ua} 、 V_{ua} 進行檢核，滿足檢核式者在「螺栓補強結果」項目將顯示為「OK」，反之則顯示為「NO!!!」，對於無法滿足檢核式者，需藉由調整螺栓大小或支承等補強方式至結果通過為止。

五、結論與展望

目前程式可大幅提升專業人士判斷設備物性能之效率，也可對於需補強設備物進行螺栓補強性能檢核。惟部分設備物是安裝於牆面或天花板上，補強方式亦有檔板或銲接等方式，未來將編寫不同情形之評估方法於程式內，盼程式能更臻完備，使醫院設備物補強評估流程更加方便。

參考文獻

1. 黃震興、柴駿甫、林凡茹、汪向榮、李京瀚，「醫院耐震評估補強準則之研擬」。台北市，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-13-037，2013。
2. Ishiyama Y., "Motions of Rigid Bodies and Criteria for overturning by earthquake excitations", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol.10, pp.635-650 (1982).
3. 內政部營建署，「建築物耐震設計規範及解說」，2011。
4. 陳威中，「樓層地震反應對非結構物損壞之評估研究」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南(2008)。

$$T_{ua} = 0.9 \times \phi_{TW} \times T_W \pm \phi_{TE} \times T_E \quad (\text{式 } 6)$$

$$V_{ua} = \phi_{TE} \times V_E \quad (\text{式 } 7)$$

$$T_W = \text{MIN} \left(\frac{W_p \times \text{MIN}(l_{xG}, L_x - l_{xG})}{L_x \times n_y}, \frac{W_p \times \text{MIN}(l_{yG}, L_y - l_{yG})}{L_y \times n_x} \right) \quad (\text{式 } 8)$$

$$T_E = \text{MAX}(T_{QX} + 0.3T_{QY} + T_{QZ}, 0.3T_{QX} + T_{QY} + T_{QZ})$$

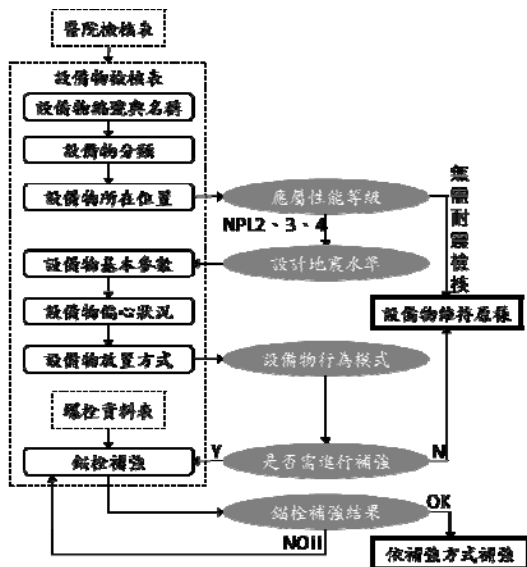
$$T_{QX} = \frac{C_{ph} \times W_p \times h_G}{L_x \times n_y} \quad T_{QY} = \frac{C_{ph} \times W_p \times h_G}{L_y \times n_x} \quad (\text{式 } 9)$$

$$T_{QZ} = C_{ph} \times W_p \times \text{MAX} \left(\frac{\text{MAX}(l_{xG}, L_x + L_{xG})}{L_x \times n_y}, \frac{\text{MAX}(l_{yG}, L_y + L_{yG})}{L_y \times n_x} \right)$$

$$V_E = \sqrt{\left(\frac{C_{ph} \times W_p}{n} \right)^2 + \left(\frac{0.3 \times C_{ph} \times W_p}{n} \right)^2} \quad (\text{式 } 10)$$

醫院分級：	區域醫院
急救責任醫院分級：	一般綜合急救責任醫院
工址類型：	活動斷層近域
設計地震短週期水平譜加速度係數 α_0^D ：	0.8
設計地震短週期調整因子 N_a ：	1.42
設計地震反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 F_a ：	1
最大考量地震短週期水平譜加速度係數 α_0^M ：	0.9
最大考量地震短週期調整因子 N_a ：	1.32
最大考量地震反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 F_a ：	1
樓層數	樓板高度(cm)
8F	5450
15F	
14F	
13F	
12F	5050
11F	4650
10F	4250
9F	3950
8F	3450
7F	3050
6F	2650
5F	2100
4F	1580
3F	1050
2F	540
1F	0

圖一 醫院檢核表基本參數



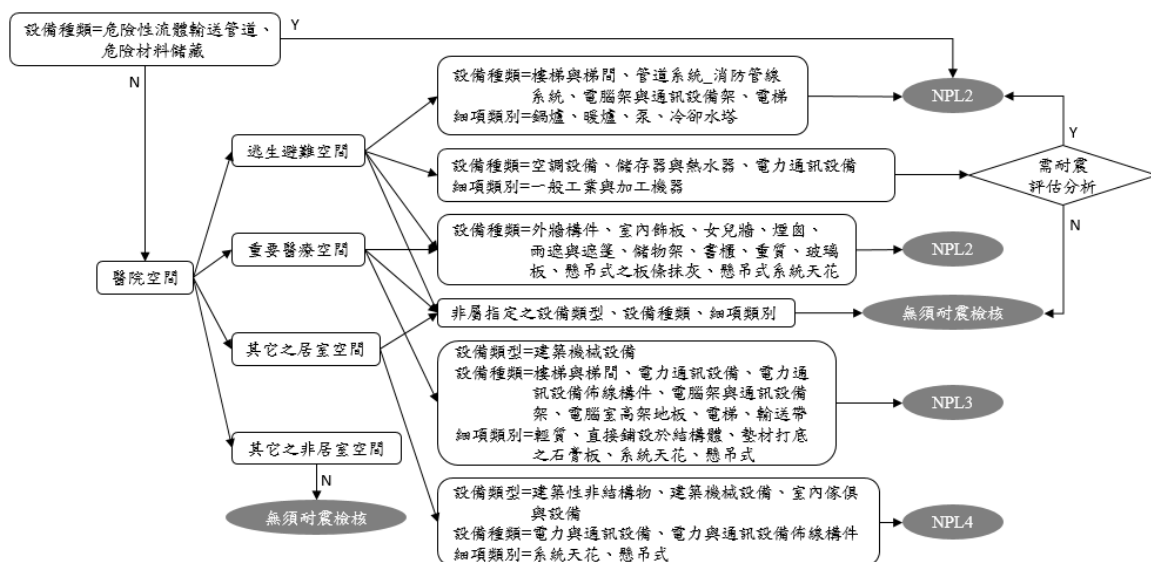
圖三 程式架構與評估流程

設備物編號與名稱		
設備編號：		001
設備名稱：		電擊器
設備物分類：		
設備類型：	(選單)	建築機械設備
設備種類：	(選單)	機械設備
細項類別：	(選單)	一般工業與加工機器
設備物所在位置		
設備位於或服務於：	(選單)	重要醫療空間
設備所在樓層：	1~15數字(頂樓填R,地下填-1~-5)	11
設備物固定方式		
設備設置位置：	(選單)	樓板
設備固定點位置：	(選單)	樓板
設備物固定於結構體方法：	(選單)	僅放置無固定
設備最高點距離地板面高度：	(包含內容物) m	1.5
設備物基本參數		
設備重量 W_p ：	kgf	9.4
設備尺寸：參考圖一(X向自訂)		
X向長度(L_x) m		0.43
Y向長度(L_y) m		0.41
高(包含內容物)(h) m		0.21
X向是否偏心：	(填入Y或N)	Y
X向螺栓中心到設備重心距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(L_{cx}) m	0.30
Y向是否偏心：	(填入Y或N)	N
Y向螺栓中心到設備重心距離：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(L_{cy}) m	
Z向是否偏心：	(填入Y或N)	N
設備裝置面至設備重心的高度：	(無偏心或不確定偏心距離請空白)(h_{cg}) m	
設備物放置方式		
設備物底座材質：	(選單)	鐵氟龍
設備位置地坪材質：	(選單)	混凝土
是否倚靠牆放置：	(選單)	僅短邊側靠牆
是否需耐震評估(易損程度)：		N
應屬性能目標：		NPL3
設計地震基準：		設計地震
設備物行為模式：		滑動或傾倒
是否需進行補強：		Y
螺栓補強	(無須耐震檢核或無需補強之設備物不填)	
X向固定螺栓顆數：	個	2
Y向固定螺栓顆數：	個	2
螺栓尺寸：	請填入公制規格(M8,M10,...)，小於M6規格請直接填寫直徑 mm	6
螺栓埋入深度：	in	3
螺栓固定於混凝土或隔間牆：	(選單)	混凝土
固定基材強度：	psi	4000
螺栓補強結果		OK

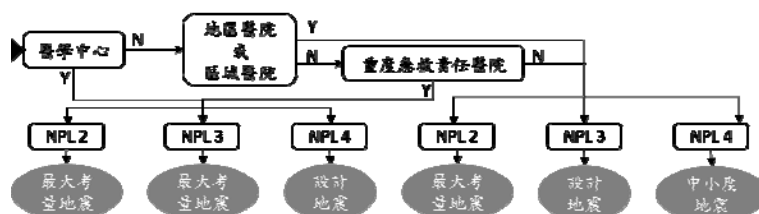
圖二 設備物檢核表基本參數

螺栓基本強度	螺栓強度(psi)			
	f_{ys}	92800		
	f_{us}	116000		
螺栓基本資料	螺栓基本資料	d_b	he(min)	Ase
	螺栓型號	in	in	in ²
	Hilti-M8	0.47	2.36	0.057
	Hilti-M10	0.59	2.76	0.090
	Hilti-M12	0.71	3.15	0.131
破壞強度試驗值	ϕT_n (psi)			
	螺栓型號	2500	3000	4000
	Hilti-M8	1825	2000	2310
	Hilti-M10	2920	3200	3695
	Hilti-M12	4360	4775	5515
	ϕV_n (psi)			
	螺栓型號	2500	3000	4000
	Hilti-M8	2160	2365	2730
	Hilti-M10	7685	8420	9720
	Hilti-M12	9390	10285	11880

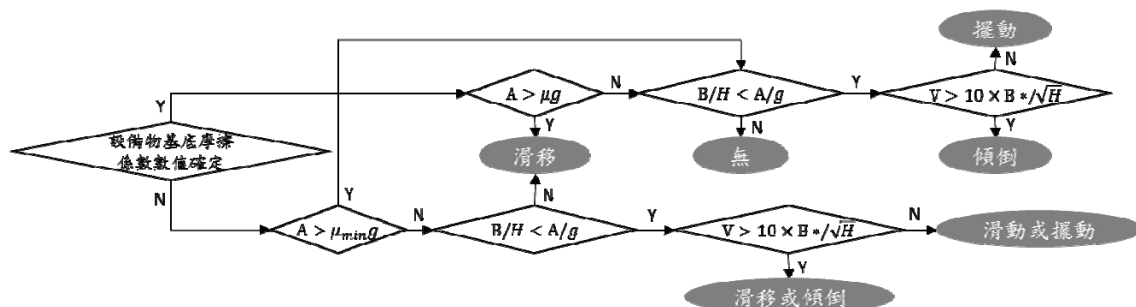
圖四 螺栓資料表



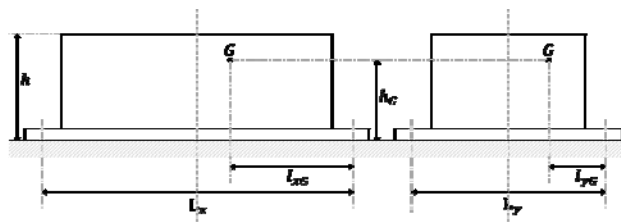
圖五 性能目標評估流程



圖六 醫療院所非結構性能目標判斷流程



圖七 設備物行為模式判斷流程



圖八 設備物尺寸標示

TE	NON (無偏心)	SINGLE (單側偏心)		SINGLE (單側偏心)	
		$\text{Log}(x/y) < 0$	$0 \leq \text{Log}(x/y)$	$\text{Log}(x/y) < 0$	$0 \leq \text{Log}(x/y)$
$n_x < n_y$	1.0	1.4	1.0	1.5	1.3
$n_x = n_y$		1.2		1.3	
$n_x > n_y$		1.3	1.0	1.3	1.5

圖九 地震力對螺栓拉力影響係數 ϕ_{TE}

懸吊式天花板系統檢核與操作說明

王鑑翔¹ 柴駿甫² 林凡茹³ 林震宇⁴

摘要

懸吊式輕鋼架天花板為國內辦公室及公共室內空間常用之天花板系統，但國內懸吊式輕鋼架天花板施工大多缺乏耐震性能之需求，因此當發生較大的地震時，不易查覺天花板掉落的情形，造成人身安全的威脅。貼附或懸掛於天花板系統之非結構物，與天花板耐震性能與損壞威脅息息相關，若發生於重要建築與設施如核電廠、科技廠房以及醫院等，懸吊式輕鋼架天花板的損壞亦對此類建築物設備造成極大的威脅，進而無法維持該建築物運作原有的功能與龐大的修繕費用。

關鍵詞：懸吊式天花板系統、懸吊線、斜拉線

一、研究目的

在過去地震災害發生過後，醫院內部之非結構系統嚴重受損，影響醫院震後正常運作，甚至曾經造成人員傷亡案例。其中，在國內經常發生震後天花板掉落情形，如圖 1 所示，進一步調查可得知大部分醫院之懸吊室天花板系統並未依據國內建築物耐震設計規範之附錄 B「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」確實施作。

本篇依據 ASCE7_10[2]與國內建築物耐震設計規範[4]之附錄 B，對於懸吊式天花板系統建立一套檢核表，並且依照此表檢核某六層樓會議室之懸吊式天花板系統與相關操作說明。

本篇目的在於針對懸吊式輕鋼架天花板系統，訂定天花板之耐震評估/補強項目，並建議耐震評估與補強原則，配合附錄 II「輕鋼架天花板耐震施工評估補強檢核表」，提出示範例說明。

本示範例為位於某六層樓會議室之懸吊式天花板系統，根據附錄 II「輕鋼架天花板耐震施工評估補強檢核表」四大項目(骨架、懸吊線、斜拉線組、燈具及空調風

口等設備物)，依序進行檢驗。

在進行檢驗前，可檢查天花板收邊材與骨架是否有相互固定，以判斷固定端與滑移端，若皆無固定，則需對此先進行改善，再進行骨架之檢核；懸吊線之檢核，主要是確保懸吊線是否能發揮應有的功用；斜拉線組包括斜拉線與壓力桿件，主要增加天花板系統耐震性能，並進行檢核；最後依據天花板上設備物之重量，針對不同的耐震項目進行檢核。



圖1 九二一震災中部醫院病房空調出風口掉落(姚昭智教授提供)

二、實地調查

本示範例對象為某六層樓會議室之懸吊式天花板系統，依據現地調查結果，並未確實施作固定端與滑移端，已知面積約

¹ 國家地震工程研究中心專案佐理研究員

² 國家地震工程研究中心研究員

³ 國家地震工程研究中心助理研究員

⁴ 國家地震工程研究中心佐理研究員

為 66.48m²，如圖 2 所示，其中包含 55 條懸吊線、20 座燈管、4 座回風口、8 座出風口、1 組音響以及投影機等設備物，如圖 3 所示。

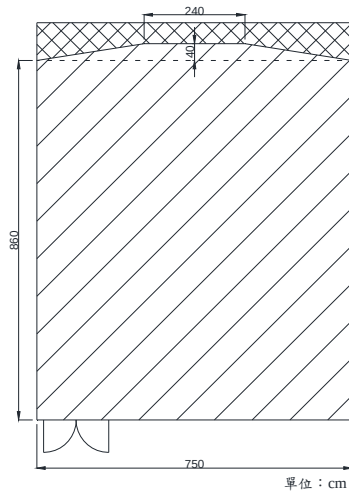


圖2 某六層樓之會議室

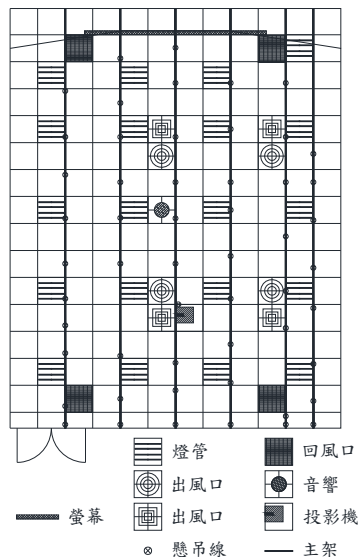


圖3 會議室之平面配置圖

三、補強目標與查核表格

依據 ASCE7-10 與國內建築物耐震設計規範之附錄 B 之規定，訂定天花板之耐震評估補強項目，大致可分為骨架、懸吊線、斜拉線組、燈具及空調風口等設備物四大項目。進行檢核前，須先確認懸吊式天花板系統是否確實施作收邊固定端與收邊滑移端，再依據附錄 II 進行檢核，其檢核項目如下：

1. 骨架：

- 1.1 檢核收邊固定端是否以#7 以上之收邊釘固定：本示範例之固定端並未以收邊釘與骨架固定之，如圖 4 所示。
- 1.2 收邊滑移端之骨架末端是否距離牆壁留設 1.2 公分以上間距：本示範例之骨架末端與牆壁間並無間距，如圖 5 所示。
- 1.3 收邊滑移端之骨架於距離牆壁 60 公分內，須以鎖扣機至互相連結：本示範例並未使用任何鎖扣機制，如圖 6 所示。
- 1.4 骨架接頭應達到 80 公斤重之軸向抗拉強度：本範例未能提供軸向抗拉強度達 80 公斤之相關證明。
- 1.5 連續天花板面積超過 250 平方公尺之天花板應裝設地震隔離縫，使切割後各單元面積小於 250 平方公尺，且長寬筆小於 4.0，收邊條件與骨架接頭抗拉強度均應按照 1.1-1.4 規定：由於本示範例天花板面積小於 250 平方公尺，且長寬比小於 4.0，無需設置地震隔離縫，故無需改善。
- 1.6 隔離兩側天花板系統間應相距至少 2.4 公分；若增設與結構體連接之隔板桿件以作為天花板之收邊固定端時，該桿件受水平地震力時，其於收邊材固定處之側向振動量應小於 1.2 公分：由於本示範例無需設置地震隔離縫，故無需改善。



圖4 固定端



圖5 滑移端



圖6 骨架連接處

2. 懸吊線：

- 2.1 懸吊線直徑須大於 2.7 公釐(#12)且無銹蝕：本示範例配置 55 條懸吊線，以 10%抽樣率需檢核 6 條懸吊線，並考量 CNS14302 之容許公差 $\pm 0.07 \sim \pm 0.09$ ，判斷是否需要改善，如圖 7 所示。
- 2.2 主架上每隔 120 公分內須設置一懸吊線：本示範例主架上兩條懸吊線皆於 120 公分內設置，如圖 8 所示。
- 2.3 距離牆壁或含地震隔離縫旁 20 公分內，主架和副架的末端均須有懸吊線：本示範例主架末段距離牆壁 20 公分內皆有設置懸吊線，如圖 9，但副架末端皆無設置懸吊線，故仍需改善。
- 2.4 懸吊線與骨架連接處之固定尾端，需於懸吊線上至少繞 3 圈。若骨架與上方鋼梁以繞圈方式固定，則其固定尾端亦應於懸吊線上至少繞 3 圈：本示範例所檢核之懸吊線皆無纏繞 3 圈，故仍需改善，如圖 10 所示。
- 2.5 從垂直方向起算，懸吊線之傾斜度不可超過 1:6(10 度)，除非設有另一相對稱之傾斜懸吊線：本示範例自製 10。量角器，且懸掛重物使之保持鉛直狀態進行檢測，如圖 11 所示。
- 2.6 懸吊線上端與結構體之連接處，例如以火藥擊釘、膨脹螺栓或以繞圈方式固定，現場測試應能承受至少 45 公斤重之拉力。若天花板面距上方結構體因距離遠而以鋼筋為懸吊材料者，仍須進行現場抗拉強度測試：本範例進行檢測前，先準備鐵桶與質量塊使之達到 45 公斤為檢測物，在卸除懸吊線與骨架之吊點後，再吊掛 45 公斤重之檢測物進行檢核，如圖 12 所示。



圖7 懸吊線直徑



圖8 懸吊線吊點間距



圖9 主架末端懸吊線



圖10 懸吊線纏繞圈數



圖11 懸吊線傾斜度



圖12 抗拉強度測試

3. 懸斜拉線組(依據國內建築物耐震設計規範附錄 B「懸吊式天花板耐震施工指南」3.2.4.5，本示範例天花板面積小於 100 平方公尺，可不需設置斜拉線組，故本示範例不需進行檢核。)

- 3.1 距邊牆或地震隔離縫 180 公分內須設置第一個斜拉線組，而斜拉線組之間的距離須小於 360 公分。
- 3.2 在斜拉線組應設置位置處，於主副架交接處 5 公分範圍內，主架上須有 4 條斜撐拉線與壓力桿以構成斜拉線組。
- 3.3 斜撐拉線使用直徑大於 2.7 公厘(#12)之鋼線(與懸吊線相同規格之產品)。
- 3.4 斜撐拉線與水平面夾角須小於 45 度。
- 3.5 斜撐拉線以水平投影夾角 90 度分佈。
- 3.6 斜撐拉線上端與結構體之連接處，現場測試應能承受至少 45 公斤重之拉力。
- 3.7 壓力桿應能承受 90 公斤重壓力，並應檢核其挫屈強度及長細比。
- 3.8 壓力桿上、下端分別與結構體及骨架之連接處，其力量傳遞路徑應能符合前述壓力桿需求。

4. 燈具及空調風口等設備物

- 4.1 設備物重量未超過 9 公斤重者，距離設備物四個角落 7.5 公分內須有一懸

吊線連接在骨架上，共須 4 條懸吊線：如圖 13、圖 14 所示，可看出燈座(2.45 公斤)與風管之出風口處(3.8 公斤)並未設置任何懸吊線，故需要改善。

- 4.2 設備物重量超過 9 公斤重且未超過 25 公斤重者，除上述設備物角落 4 條懸吊線外，須再加設 2 條備用懸吊線連結設備物至上方結構體，備用懸吊線可以是鬆弛的：如圖 15 所示，投影機為 11 公斤重之設備物，此設備物設有獨立懸吊系統並且固定於上方樓板，如圖 16 所示，故不影響天花板系統之耐震性能。
- 4.3 設備物超過 25 公斤重者，須使用經核可之懸吊鉤具直接連接上方的結構體作支撐。懸吊鉤具所需抗拉強度，應以實際設備物重量計算，取安全係數 3.0，且至少需為 90 公斤重。



圖 13 燈座



圖 14 風管出風口



圖 15 投影機設備物



圖 16 獨立懸吊系統

4. 懸吊線直徑皆需達到 2.7 公釐且在容許公差範圍內。
5. 距離牆壁 20 公分內，副架末端應需設置懸吊線。
6. 懸吊線與骨架連接處之固定尾端需纏繞 3 圈以上。
7. 未超過 9 公斤之設備物，應於四個角落 7.5 公分內設置 4 條懸吊線。

參考文獻

1. ASTM E 580, Standard Practice for Installation of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and lay-in Panels in Areas Subject to Earthquake Ground Motions, 2008.
2. ASCE 7_10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 13.5.6, Suspended Ceilings, 2010.
3. FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS 11.9.4, Ceilings, 2000.
4. 建築物耐震設計規範與解說，內政部營建署，2011。

四、結論

本篇針對此示範例可得到以下建議補強：

1. 進行檢核前，先查看天花板是否確實施作固定端與滑移端，且固定端之收邊材需以收邊釘固定、滑移端之末端需保留 1.2 公分之間距。
2. 主副架需加裝鎖扣機制。
3. 需提供骨架接頭抗拉強度達 80 公斤之證明。

鋼梁與箱型柱之預先驗證合格抗彎接合

林克強¹、莊勝智²、林志翰²、李昭賢²、林德宏²

摘要

本文主要目的在建立國內預先驗證合格的鋼骨箱型柱梁接合資料庫，提供國內工程師進行梁柱接合設計時，有更多元的接合型式做為評估與選擇。此預先驗證合格之梁柱接合共包括九種耐震梁柱接合型式，區分為三類，包括接合細節改良型梁柱接合、強度減弱型梁柱接合與強度增強型梁柱接合，其變形容量均滿足台灣或美國規範對特殊抗彎構架系統之梁柱接合要求。為獲得應用於箱型柱之鉚接型梁柱接合具有穩定耐震性能，其議梁柱接合之鉚接扇形開孔應避免採用1/4圓形式，選擇有助於降低應力集中效應之扇形開孔形式，並須以銑孔之機械加工方式製作，避免手工焰切施作之不平整與局部入熱，導致應力集中效應加劇；同時也應落實箱型柱內橫隔板電熱熔渣鉚道製作與檢驗的品質管控。

關鍵詞：鋼骨箱型柱、橫隔板、梁柱接合、鉚接扇形開孔、電熱熔渣鉚、層間位移角、塑性轉角

一、前言

在建築結構系統中，抗彎構架系統(moment resisting frame system, MRF)因符合建築之大範圍空間應用與構造形狀特性，且受重力與側向力之能力較為穩定且可靠，為建築構造系統中應用最普遍的結構系統之一。同時抗彎構架系統在與所有建築耐震構架系統比較，許多建築物耐震設計規範均給予最高的耐震容量評價。規範中也規定，對於其他抵抗側向力效能較高之斜撐或剪力牆系統，可與特殊抗彎構架系統(special moment resisting frame, SMRF)複合使用，共同組成二元系統(dual system)。無論如何，就抗彎構架而言，系統之耐震性能取決於梁柱接合之韌性容量，因此在符合強柱弱梁之耐震設計原理下，系統消散地震輸入之能量由梁端彎矩塑鉸提供，而梁柱接合應能提供梁端順利發展彎矩降伏，且達預期變形能力下之應變硬化強度，故梁柱接合為抗彎構架系統中之主要關鍵元件。

1994 年美國北嶺地震事件(Northridge Earthquake Event)對鋼造建築結構造成嚴重破壞，震害調查結果

(Youssef et al., 1995)及相關震害文獻(Tremblay et al., 1995; Krawinkler, 1996)顯示，許多傳統梁腹栓接-梁翼鉚接(bolted web-welded flange, BWWF)之場鉚接梁柱接合(詳圖 1 所示)發生破壞，且變形能力明顯不如預期，部分接合甚至在未發展塑鉸前即發生不如預期之脆性破壞。大多數之梁柱接合破壞發生於梁下翼板與柱翼板相接之節點上，其破壞模式分類詳「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」(中華民國結構學會，2013)一書，分析造成上述破壞之主要原因為：(1)鉚材衝擊韌性不足；(2)梁翼板鉚接背墊板與柱面間之天然裂縫，在梁端承受彎矩載重下引致顯著之應力集中效應(特別在下翼板更為明顯)；(3)梁翼板在腹板扇形開孔(weld access hole)尖端處，因斷面急遽變化所造成之應力集中效應；(4)柱翼板厚度內之瑕疵所造成。除此之外，鋼材之拉力強度與降伏強度比不足，導致梁塑鉸進入降伏後不久即達極限強度而斷裂，亦被認為是造成北嶺地震前梁柱接合破壞的原因之一。經過北嶺地震的慘痛教訓後，全球在此相關領域的研究人員競相投入梁柱抗彎梁接合之研發，提出更具耐震能力之接合型式，成果極為豐碩。其研發的梁柱接合型式眾多，且各種接合型式均有個別的設計方法或接合細節。國內相關研究人員致力於箱

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國家地震工程研究中心助理研究員

型柱耐震梁柱接合的研發，部分型式也藉由實尺寸試驗驗證能發揮4% 弧度層間位移角或3% 弧度塑性轉角變形容量。

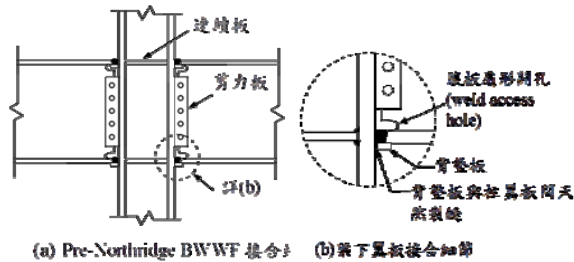


圖 1 1994 年北嶺地震發生前傳統梁腹栓接—梁翼銲接之梁柱接合

為使銲接型之梁柱接合能提供足夠的變形容量，不外乎使用下列兩種設計手段：(1) 在不變化梁端彎矩強度下，降低因腹板扇形開孔所引致之翼板應力集中現象，(2) 調整梁端彎矩強度，將梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求。故梁柱接合可依梁端強度調整的不同區分為三類：(1) 接合細節改良型梁柱接合，(2) 強度減弱型梁柱接合，與(3) 強度增強型梁柱接合。本文所收集之梁柱接合中，是以梁翼銲接型之抗彎梁柱接合為主，並應用於箱型柱構件者，而收錄之原則如下：

- 發表於公開場合，可獲得相關試驗條件與成果者；
- 實尺寸試驗研究成果者；
- 變形容量滿足美國或台灣規範要求者；
- 有明確設計邏輯與方法，足以提供做為設計依據者。

本文欲藉由收集各類型符合規範變形容量之梁柱接合，建立國內鋼結構韌性抗彎梁柱接合之預先驗證合格接合“prequalification connection”資料庫，提供國內工程師在選用梁柱接合型式時有更多元的選擇，並節省進行重覆進行梁柱接合試驗之工程成本。

二、現行規範之韌性梁柱接合彎矩強度與變形容量規定

台灣(2007 年版)與美國 AISC(2010 年版)現行鋼結構耐震設計規範，有關鋼骨韌性抗彎構架系統之梁柱接合彎矩強度與變形容量的相關規定分別敘述如下。

(1) 國內現行鋼結構設計規範

台灣鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(內政部營建署，2007a，2007b)對韌性抗彎構架系統梁柱接頭之梁彎矩強度與塑性變形容量有明確規定。在強度方面：採用反覆載重試驗評定梁柱接頭變形能力者，梁柱接頭之最大塑性轉角容量，以試驗最大彎矩強度之 90% 所對應的塑性轉角認定之；在變形方面：梁柱接合所需塑性轉角(θ_p)以下列三式之一決定之：

- 0.03 弧度。
 - 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上 0.005 弧度。
 - $\theta_p = 1.1 (R - 1) \theta_E$
- 其中 R：結構系統韌性容量
 θ_E ：在設計地震力 E 作用下之最大層間變位角。

(2) 美國 AISC 2010 耐震特別規定

AISC 於 2010 年出版之鋼結構耐震特別規定(AISC, 2010)中，針對特殊抗彎構架(Special Moment Frames, SMF)系統之梁柱接合變形與撓曲強度有下列二項規定：

- 梁柱接頭須能提供至少 0.04 弧度的層間位移角(interstory drift angle)。
- 層間位移角達 0.04 弧度時，梁柱接合強度至少達 80% 梁標稱塑性彎矩強度。

三、設計原理

在本文所分類之三種銲接型梁柱接合中，其基本設計原理分別敘述如下：

(1) 接合細節改良型梁柱接合：此類接合不調整梁柱接合之梁構件強度，故梁塑鉸預期發生於梁柱交接處，此接合之變形能力乃利用更講究之接合細節提供，在所提出之改善接合細節中，大多集中在改善梁與柱構件接合處之應力集中效應，此應力集中效應主要來自梁腹板因電銲梁翼板而需配置之扇形開孔(welded access hole)所導致。因此此類接合之設計原理主要著重於腹板扇形開孔施工細節的精進，以避免引致不利的應力集中效應。

(2) 強度減弱型梁柱接合：此類接合是在梁端離柱面適當距離處選擇一段區域減弱梁斷面強度，強迫梁塑鉸發生於此強度減弱區域，提供梁柱接合塑性變形發展之主要

來源。一般梁構件強度的減弱可藉由削減梁翼板或腹板之斷面積等手段達成。雖然不同形式之強度減弱型梁柱接合有其個別之設計方法，但基本之力學設計原理可依圖 2 之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖設計之。

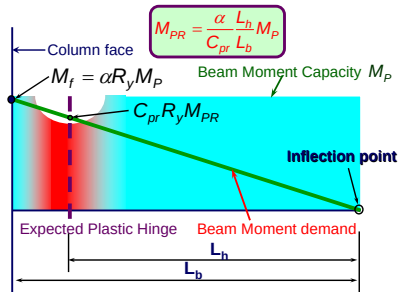


圖 2 強度減弱型梁柱接合之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖

(3) 強度增強型梁柱接合：此類接合是在梁端從柱面起選擇一段區域增加梁斷面強度，迫使梁塑鉸位於補強段遠離柱面之端點外，以提供做為梁柱接合之塑性變形發展來源。一般梁構件強度的增強可藉由增加梁構件深度或斷面積的方法達成。雖然不同形式之強度減弱型梁柱接合有其個別之設計方法，但基本之力學設計原理可依圖 3 之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖設計。

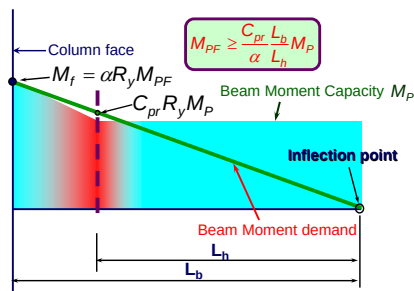


圖 3 強度增強型梁柱接合之梁彎矩需求與彎矩容量關係圖

四、試驗驗證合格之梁柱耐震接合

本文所收錄之三類梁柱接合型式，其主要目的是當梁柱接合在梁端發展最大預期之塑鉸彎矩強度時，降低柱面所引致之應力。除細節改良型梁柱接合是希望藉由採用減少梁斷面劇烈幾何變化之細節，以降低接合處應力集中效應外，強度減弱型與強度增強型梁柱接合，均採用強迫方式將梁塑鉸移出柱面，達到降低梁與柱構件

接合應力之目的。對於本節介紹梁柱接合之詳細特徵、材質、構件斷面型式及製作方法、試體規模及接合細節、與梁柱接合試驗性能，及相關接合與施工細節參考圖說，參閱文獻「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」(中華民國結構學會，2013)一書。

(1) 接合細節改良型梁柱接合

為避免梁腹板因銲接所需扇形開孔之應力集中效應所造成之破壞，過去相關研究可分為兩方向，一者將扇形開孔在與梁翼相交側平滑處理，避免幾何形狀之突然變化，以降低應力集中效應；另一者則取消扇形開孔的開設，以阻隔因扇形開孔所造成之應力集中效應。後者之接合不利於現場銲接施工，故大多用於工廠銲接之拱頭式梁柱接合。本節介紹兩種細節改良型梁柱接合，包括特殊銲接扇形開孔型梁柱接合與無銲接扇形開孔型梁柱接合。

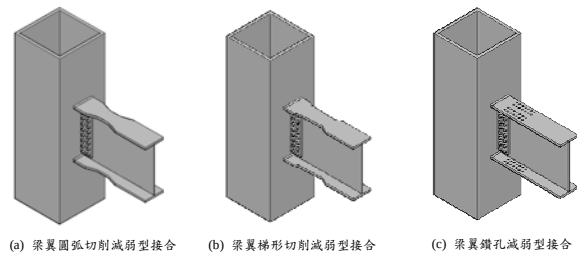


圖 4 強度減弱型梁柱接合

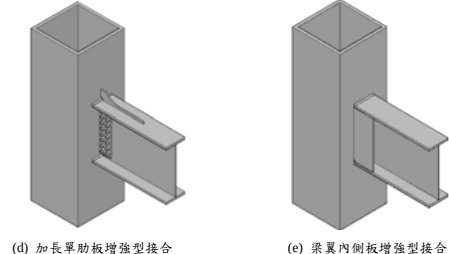
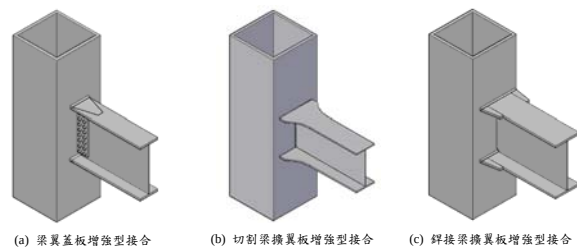


圖 5 強度增強型梁柱接合

(2) 強度減弱型梁柱接合

強度減弱型梁柱接合是在梁構件上距柱面適當距離處，以減少梁斷面積之方法降低梁彎矩強度，確保梁塑鉸能在斷面減

弱區順利發展，進而降低柱面處的應力需求，使梁柱接合能發揮足夠的韌性。本文收集三種強度減弱型梁柱接合，如圖 4 所示，包括：(a)梁翼圓弧切削減弱型接合；(b)梁翼梯形切削減弱型接合；(c)梁翼鑽孔減弱型接合。(3) 強度增強型梁柱接合

強度增強型接合是在梁構件上從柱面至距柱面適當距離範圍內，以增加梁斷面積之方法，提高該範圍之梁彎矩強度，以符合梁塑鉸遠離柱面，降低柱面應力需求之設計原理，確保梁塑鉸在補強區遠離柱面端部或補強區內預期發生處發生，以發揮足夠的非線性變形，使梁柱接合能符合規範要求之變形需求。本文收集四種強度增強型梁柱接合，如圖 5 所示，包括：(a)梁翼蓋板增強型接合；(b)梁擴翼板增強型接合；(c)加長單肋板增強型接合；(d)梁翼內側板或加勁板增強型接合。

五、結論

1. 現行台灣與美國鋼結構建築設計規範，對韌性抗彎構架系統之梁柱接合變形需求規定略有不同。台灣規範採用性能設計之概念，可考慮彈性靜力或非線性動力分析結果，可以獲得不大於最大 3% 弧度之塑性轉角（plastic rotation angle）決定之變形需求；就美國規範而言，則要求每個梁柱接合均須至少具有 4% 弧度之層間位移角（story drift angle）容量。雖然變形轉角定義不同，但對於建築結構常用之構件尺寸規模，彈性變形約為 1% 弧度，因此，就塑性轉角 3% 弧度與層間位移角 4% 弧度而言，兩者之變形需求等級大致相同。
2. 對於上述變形需求之梁柱接合試驗強度認定，台灣規範要求其試驗強度衰減至最大試驗強度 90% 以上之變形認定有效，而美國規範則規定其試驗強度衰減至標稱強度 80% 以上之變形認定有效。就此認定有效變形之強度而言，台灣規範的認定標準較美國規範者嚴格。
3. 本文共收錄九種耐震梁柱接合型式，其變形容量均滿足台灣或美國規範對 SMF 系統之要求，接合型式區分為三類，分別為：(a) 接合細節改良型梁柱接合：包括特殊鉚接扇形開孔型梁柱接合與無鉚接扇

形開孔型梁柱接合；(b) 強度減弱型梁柱接合：包括梁翼圓弧切削減弱型接合、梁翼梯形切削減弱型接合、與梁翼鑽孔減弱型接合；(c) 強度增強型梁柱接合：梁翼蓋板增強型接合、梁擴翼增強型梁柱接合、加長單肋板增強型接合、與梁翼內側板增強型接合；提供工程師進行實際梁柱接合設計時，有更多元的接合型式做為評估與選擇。

參考文獻

1. AISC (2010a), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. AISC (2010b), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. Krawinkler, H. (1996), "Earthquake design and performance of steel structures," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 29(4), pp. 229-241.
4. Tremblay, R., Timler, P., Bruneau, M. and Filiatrault, A. (1995), "Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2), pp. 338-360.
5. Youssef, N.F.G., Bonowitz, D., and Gross, J.L. (1995), "A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge Earthquake," *Report No. NISTIR 5625*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
6. 中華民國結構學會(2013), 「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」, 科技圖書公司, 台北。
7. 內政部營建署 (2007a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構容許應力設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
8. 內政部營建署 (2007b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構極限設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。

RC 外柱梁柱接頭應用擴頭鋼筋之耐震行為

林克強¹ 紀凱甯² 邱建國³

摘要

本文共介紹十一組 RC 外柱梁柱接頭應用擴頭鋼筋錨定之耐震行為相關研究，所有試體之梁主筋間距分別配置 2.0 與 2.2 倍鋼筋直徑，且均滿足強柱弱梁要求，研究主要變化參數包括採用擴頭鋼筋之梁主筋錨定於交會區內之錨定長度，與交會區剪力需求容量比。試驗結果顯示，當梁主筋淨間距為 2.2 倍鋼筋直徑且錨定長度配置充分並相同時，採用擴頭鋼筋與傳統標準 90 度彎鉤鋼筋錨定於交會區之梁柱接頭其耐震性能相當。本文建議以 4% 層間變位角評估接頭性能之結果顯示，梁主筋採用擴頭鋼筋時，梁上下層主筋錨定於接頭內長度均至少滿足 ACI 318-11 規範強度設計要求之錨定長度公式，方可獲得符合耐震需求之接頭。同時，從變化梁柱交會區剪力 DCR 值(約 0.75 至 1.0)之試驗結果也發現，當擴頭鋼筋於交會區設計錨定長度符合 ACI 318-11 規範規定時，接頭最大強度受交會區剪力 DCR 值變化之影響有限；但未滿足 ACI 318 規範規定時，隨交會區剪力 DCR 值越高，其接頭之強度衰減較為明顯。

關鍵詞：擴頭鋼筋、錨定長度、交會區剪力需求、梁柱接頭

一、前言

自 2008 年起美國結構混凝土建築設計規範 ACI 318-08 (ACI, 2008) 開始將擴頭鋼筋的應用納入規範中，但僅規定應用於強度設計之一般要求，其中規定擴頭鋼筋的淨間距不得小於 4 倍鋼筋直徑，但完全未規定梁構件主筋採用擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭之耐震設計要求；至 2014 年，雖然 ACI 318 規範 (ACI, 2014) 在耐震設計中，新增擴頭鋼筋應用於梁柱接頭耐震設計的特別規定，特別將鋼筋淨間距的限制要求放寬，不得小於 3 倍鋼筋直徑，但在一般強度設計之規定中，鋼筋淨間距仍維持不得小於 4 倍鋼筋直徑之規定，此鋼筋淨間距規定不利於鋼筋混凝土結構之實際應用。同時，上述兩版本之 ACI 318 規範僅規定擴頭鋼筋在強度設計時之錨定長度，尚無對梁主筋採用擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭之耐震錨定長度提出設計建議。

過去相關研究結果(林克強、紀凱甯，

2011) 顯示，若梁柱接頭之交會區剪力需求與容量比低於 0.7 時，梁構件採用擴頭鋼筋在 $2.2d_b$ 與 $4.0d_b$ 淨間距之錨定條件下，梁柱接頭反覆載重試驗之彎矩強度與變形容量試驗結果大致相當。因此本文主要參考 ACI 352-02 規範 (ACI, 2002)、與日本建築學會出版之鋼筋混凝土構造設計準則與解說 (AIJ, 2010)、與 ACI 318-11 規範有關擴頭鋼筋之錨定長度規定，探討擴頭鋼筋應用於梁柱接頭之耐震錨定需求長度。

本文介紹十一組 RC 外柱接頭之反覆載重試驗結果，以標準 90 度彎鉤之錨定為基礎，藉由調整擴頭鋼筋埋置長度及交會區剪力需求-容量比兩參數，探討此兩參數對外柱接頭耐震性能的影響，提出梁柱接頭採用擴頭鋼筋時之耐震錨定長度建議。

二、ACI 318 之擴頭鋼筋應用規定

國內現行結構混凝土設計規範尚無擴頭鋼筋應用之相關規定。而 ACI 318 在

¹ 國家地震工程研究中心研究員

² 國立台灣科技大學營建工程系博士生

³ 國立台灣科技大學營建工程系副教授

2011 年版規範(ACI, 2011)中，有關擴頭鋼筋之相關設計規定完全沿用 2008 年版者。ACI 318-11 規範規定，對於無表面塗裝之擴頭鋼筋拉力發展長度以公式(1)計算：

$$l_{dt} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

且不得小於 $8d_b$ 與 150 mm 。其中 f_y 與 f'_c 分別為鋼筋降伏強度與混凝土設計抗壓強度 (MPa)， d_b 為擴頭鋼筋直徑。對此計算公式應滿足下列限制條件：

- (1) 鋼筋之降伏強度不得超過 420 MPa；
- (2) 鋼筋號數不得超過 #11；
- (3) 混凝土為常重混凝土；
- (4) 擴頭端板之承壓面積不小於 4 倍鋼筋斷面積；
- (5) 淨保護層厚度不小於 $2d_b$ ；
- (6) 鋼筋淨間距不小於 $4d_b$ ；
- (7) 公式(1)之混凝土強度不得大於 42 MPa。

在上述之限制條件中，擴頭鋼筋淨間距應大於 $4d_b$ 之限制，幾乎導致擴頭鋼筋於大部分須符合耐震設計之工程實務無法應用，同時有關鋼筋強度與號數、混凝土有效計算強度與擴頭鋼筋之錨定端板大小之限制，都仍有放寬的空間。

ACI 318-11 規範對應之標準彎鉤發展長度 $l_{dh,318}$ 則依公式(2)計算：

$$l_{dh} = 0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

三、梁柱交會區之剪力需求與容量

根據 ACI 318-11 規範規定，建築結構在進行耐震設計時，均應檢核「梁柱交會剪力強度」與「強柱弱梁」等相關的耐震設計基本要求。

(1) 梁柱交會區之剪力強度

梁柱接頭區應提供足夠之剪力強度，以避免在梁端發展完全塑鉸前即發生交會區剪力破壞。因此，在進行耐震設計時為確保接頭不發生剪力破壞，經強度折減後

之梁柱交會區剪力強度容量 $\phi V_{jh,n}$ ($\phi = 0.85$) 應大於剪力需求 $V_{jh,u}$ 。梁柱接頭之交會區剪力需求 $V_{jh,u}$ 為接頭兩側梁端產生撓曲塑鉸時傳入梁柱交會區的水平剪力，當為外柱接頭時，可以下式計算

$$V_{jh,u} = 1.25 A_s f_y - V_{col} \quad (3)$$

A_s 為梁端上、下層鋼筋量之大者， V_{col} 為柱在反曲點處之剪力。交會區標稱剪力容量 $V_{jh,n}$ 可依下式求得

$$V_{jh,n} = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c \quad (4)$$

根據 ACI 318-11 之設計規定， γ 為剪力容量係數，依梁柱接頭受梁構件束制之不同條件分類，分為：(1) 接頭四面皆受圍束者， γ 為 1.67；(2) 三面或兩對面圍束者， γ 為 1.25；(3) 其他型式者， γ 為 1.0； $b_j h_c$ 為交會區有效抗剪面積 (mm^2)； b_j 為交會區有效抗剪寬度 (mm)； h_c 為交會區受剪方向之深度 (mm)，即柱之全斷面深度。

(2) 強柱弱梁設計規定

ACI 318-11 設計規範規定，特殊抗彎構架之梁柱接頭應滿足強柱弱梁之基本耐震設計要求，即梁柱接頭之柱構件與梁構件的撓曲強度比 R_m 必須大於 1.2，以確保一般樓層之梁柱接頭在側向地震力作用下，梁構件比柱構件先達降伏且可完全發展塑鉸。其梁柱撓曲強度比定義為

$$R_m = \sum M_{nc} / \sum M_{nb} \quad (5)$$

其中， $\sum M_{nc}$ 、 $\sum M_{nb}$ 分別為梁柱接頭在受地震力作用方向，柱構件與梁構件端部之標稱撓曲強度總和。

四、試驗計畫

本文研究主要以外柱梁柱接頭為研究標的，針對梁主筋採用擴頭鋼筋埋置於交會區內不同錨定長度，並變化交會區之剪力需求-容量比(demand-capacity ratio, DCR)，探討此兩參數對外柱梁柱接頭受震

行為之影響。本文共介紹 11 組試體，所有試體之重要設計參數詳表 1 所示。其中所有試體梁主筋之擴頭鋼筋間距均小於 $3d_b$ ，分別為 $2.2d_b$ 及 $2d_b$ ，同時所有試體之柱構件與梁構件彎矩強度比均大於 2.0。

表 1 試體設計參數表

Specimens	f'_c f_y (MPa)	Col. $b \times h$	Beam			Joint		
			$b \times h$	Main bars	s (d_b)	End Type	l_{test} d_b	$V_{jh,u}$ $V_{jh,n}$
JT6_TB528_IV_L	34.3	650 x 400	400 x	T 6-#8	2.2	IV	20.8	0.59
	420	650	700	B 6-#8	2.2	IV	20.8	
JT6_TB528_V_L	34.3	650 x 400	400 x	T 6-#8	2.2	V	20.8	0.58
	412	650	700	B 6-#8	2.2	V	20.8	
JT6_T309B216_IV_L	34.3	650 x 400	400 x	T 6-#8	2.2	IV	12.2	0.61
	412	650	700	B 6-#8	2.2	IV	8.5	
JT6_T450B380_IV_L	34.3	650 x 400	400 x	T 6-#8	2.2	IV	17.7	0.61
	412	650	700	B 6-#8	2.2	IV	15.0	
JT6_TB309_IV_L	34.3	650 x 400	400 x	T 6-#8	2.2	IV	12.2	0.61
	412	650	700	B 6-#8	2.2	IV	12.2	
JT8_TB358_IV_H	34.3	550 x 400	400 x	T 8-#8	2	IV	14.1	1.01
	412	600	600	B 8-#8	2	IV	14.1	
JT8_TB358_IV_M	34.3	650 x 400	400 x	T 8-#8	2	IV	14.1	0.85
	412	600	600	B 8-#8	2	IV	14.1	
JT8_TB358_IV_L	34.3	750 x 400	400 x	T 8-#8	2	IV	14.1	0.74
	412	600	600	B 8-#8	2	IV	14.1	
JT8_TB323_IV_H	34.3	550 x 400	400 x	T 8-#8	2	IV	12.7	1.01
	412	600	600	B 8-#8	2	IV	12.7	
JT8_TB323_IV_M	34.3	650 x 400	400 x	T 8-#8	2	IV	12.7	0.85
	412	600	600	B 8-#8	2	IV	12.7	
JT8_TB440_IV_H	34.3	550 x 400	400 x	T 8-#8	2	IV	17.3	1.01
	412	600	600	B 8-#8	2	IV	17.3	

五. 試驗成果分析與討論

(1) 標準 90 度彎鉤與擴頭鋼筋之錨定性能

比較梁主筋錨定於接頭不同型式之試體 JT6_TB528_IV_L 與 JT6_TB528_V_L 的試驗結果(如圖 1)顯示，梁主筋只要配置足夠的錨定長度，在 $2.2d_b$ 之鋼筋淨間距下，採用擴頭鋼筋與傳統標準 90 度彎鉤錨定之接頭耐震性能相當，且在 4% 弧度層間變位角前，前者之強度衰減有較小之現象。

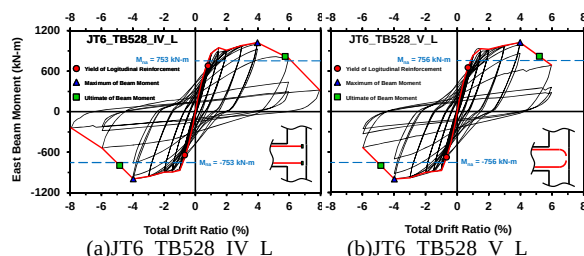


圖 1 擴頭與彎鉤錨定試體之力與變形圖

(2) 梁彎矩強度與擴頭鋼筋錨定長度關係

分析梁構件採用擴頭鋼筋錨定於交

會區內之長度與梁端所發展之彎矩強度結果發現，如圖 2 所示，當擴頭鋼筋之錨定長度符合 ACI 318-11 規範強度設計法之規定時，梁端彎矩至少能發揮梁構件以 1.25 倍梁主筋降伏強度計算所得之標稱彎矩強度。雖然如此，但隨交會區的剪力 DCR 值的增加，平均彎矩強度有下降的趨勢。

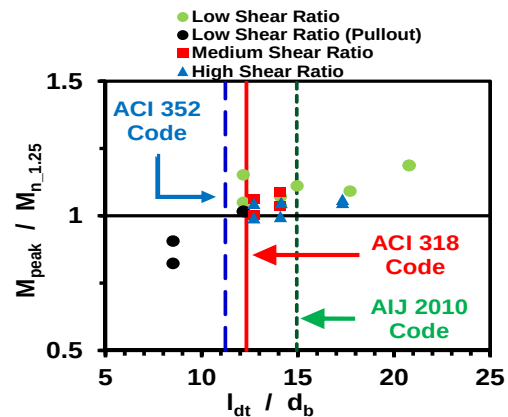


圖 2 梁彎矩強度與擴頭鋼筋錨定長度分布圖

(3) 接頭性能評估

本研究根據梁柱接頭試體之強度、能量及勁度綜合評估梁柱接頭耐震性能。此評估是以 4% 弧度之層間變位角為基準，評估基準分別如下：

1. 強度(strength)：試體在 4% 弧度層間變位角第一迴圈之強度不得低於試體最大強度之 90%。
2. 勁度(stiffness)：試體在 4% 弧度層間變位角之試驗迴圈中，第三迴圈於 $\pm 0.375\%$ 弧度間之割線勁度不得小於第一迴圈最大強度對應勁度之 80%。
3. 能量(energy)：試體在 4% 弧度層間變位角之試驗迴圈中，第三迴圈所消耗能量不得低於第一迴圈所消耗能量之 70%。

梁柱接頭性能可依滿足上述強度、勁度與能量的評估基準與否分為下列三種性能等級，等級 I (耐震合格接頭)：接頭滿足強度、能量及勁度三項評估基準者，屬於耐震接頭；等級 II (強度合格接頭)：接頭滿足強度評估基準，但不滿足能量或勁度評估基準者，屬於非耐震之強度合格接頭；等級 III (不合格接頭)：接頭未滿足強

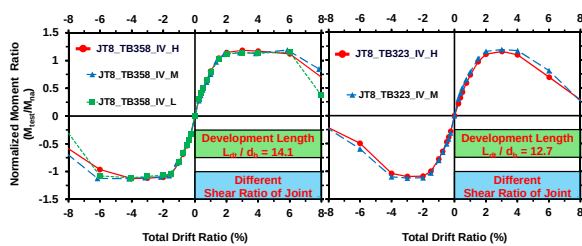
度評估基準者，屬於不合格接頭。本文所介紹之所有試體依上述之接頭等級評估結果列於表 2 中。

表 2 接頭性能評估結果一覽表

Specimens	Assessment Criteria			Class
	Str	Stif	Engy	
JT6_TB528_IV_L	○	○	○	I
JT6_TB528_V_L	○	○	○	I
JT6_T309B216_IV_L	×	×	×	III
JT6_T450B380_IV_L	○	○	○	I
JT6_TB309_IV_L	○	○	○	I
JT8_TB358_IV_H	○	○	○	I
JT8_TB358_IV_M	○	○	○	I
JT8_TB358_IV_L	○	○	○	I
JT8_TB323_IV_H	○	×	×	II
JT8_TB323_IV_M	○	×	×	II
JT8_TB440_IV_H	○	○	○	I

從表 2 梁柱接頭性能評估結果中發現，除試體 JT6_T309B216_IV_L 為不合格接頭(III)，試體 JT8_TB323_IV_H 與 JT8_TB323_IV_M 為強度接頭(II)外，其餘試體均屬於耐震接頭(I)。此試驗結果顯示，當梁柱接頭受梁端之反覆塑鉸彎矩作用下，梁主筋採用擴頭鋼筋時，上下層鋼筋錨定於接頭內之長度均至少滿足 ACI 318-11 規範建議之錨定長度公式(如公式(1))，方可獲得符合耐震需求之接頭。

(4) 交會區剪力需求-容量比與擴頭鋼筋錨定長度關係



(a) 錨定長度 $14.1 d_b$ (b) 錨定長度 $12.7 d_b$

圖 3 梁擴頭鋼筋錨定長度採 $14.1 d_b$ (ACI 318-11 規範設計)與 $12.7 d_b$ (ACI 352-02 規範設計)在不同交會區剪力 DCR 值試體之力量與變形包絡關係圖

圖 3(a)與(b)分別為梁擴頭鋼筋採用 $14.1 d_b$ 與 $12.7 d_b$ 下，變化交會區剪力 DCR 值(約 0.75 至 1.0)之梁柱接頭強度與變形包絡線。其結果顯示，當擴頭鋼筋於交會區設計錨定長度為 $14.1 d_b$ ，滿足 ACI 318 規範規定時，其接頭最大強度受交會區剪力

需求之影響較為有限；但當擴頭鋼筋設計錨定長度為 $12.7 d_b$ ，未滿足 ACI 318 規範規定時，交會區之剪力需求越高，其接頭之強度衰減較為明顯。

六. 結論與建議

1. 試驗結果證實，當梁主筋淨間距為 $2.2 d_b$ 且錨定長度配置充分並相同時，採用擴頭鋼筋與傳統標準 90 度彎鉤鋼筋錨定於交會區之梁柱接頭其耐震性能相當。
2. 根據本文建議之接頭性能評估結果顯示，梁主筋採用擴頭鋼筋時，上下層鋼筋錨定於接頭內長度均至少滿足 ACI 318-11 規範建議之錨定長度公式(公式(1))，方可獲得符合耐震需求之接頭。
3. 由變化梁柱交會區剪力 DCR 值之試驗結果也發現，當擴頭鋼筋於交會區設計錨定長度滿足公式(1)時，其接頭最大強度受交會區剪力 DCR 值變化之影響有限；但未滿足 ACI 318 規範規定時，隨交會區剪力 DCR 值越高，其接頭之強度衰減較為明顯。

參考文獻

1. ACI (2008, 2011, 2014), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.
2. ACI (2002) "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," Committee 352, American Concrete Institute, Farmington Hills.
3. AIJ (2010) "Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan.
4. 林克強、紀凱甯 (2011), 「高強度混凝土之 T 頭鋼筋錨定行為研究」，國家地震工程研究中心研究報告 NCREE-011-002，台灣。

高強度鋼筋混凝土柱耐震圍束行為之研究

沈文成* 黃世建[†] 蔡東杞[‡] 黃銘弘[‡]

摘要

高樓建築物之底層柱因負擔整體結構物之重量，承受極大的軸向力量，須放大設計柱斷面尺寸，但如此卻降低室內的使用空間。若使用高強度鋼筋混凝土材料，可縮小柱斷面尺寸而增加使用空間，然而高強度混凝土之破壞行為較為脆性，會影響柱構件之變形能力，如何加強圍束效果，使得柱構件在承受外力作用下仍維持應有之變形能力，是很重要的議題。本研究設計 4 座高強度鋼筋混凝土柱試體，測試其在高軸力作用下之受震反應，並藉由測試結果檢視現行圍束箍筋量設計公式之適用性。除此之外，彎鉤型式是否會影響柱構件之變形能力，亦是本研究欲加以探討之項目。

關鍵詞：高強度、耐震圍束、高軸力、側向變形

一、前言

臺灣地狹人稠，隨著都市的發展，位於都會區之住宅建築因土地取得不易只能向上發展，樓層數越蓋越高，又多數高樓層住宅建築之跨度大，底層柱必須負擔整體建築物重量，承受極大之軸向力量。

位處環太平洋地震帶上的臺灣，地震活動頻繁，結構設計時須使構件具有足夠之韌性，利用結構物降伏後之變形能力消能。對高樓層建築物而言，底層柱若能提供足夠之變形能力，對於抵抗地震有很大的幫助，而在柱斷面內之橫向鋼筋就扮演著很重要的角色。當保護層開始剝落，橫向鋼筋使圍束區域內混凝土可以持續承受更大之軸向壓力，較好之圍束效果確保柱構件之層間位移比可超過 3%，在側向強度衰減後仍有足夠之變形能力。

Elwood 等人[1]利用 PEER 資料庫[2]中 145 個矩形鋼筋混凝土柱之測試數據進行分析(如圖 1)，以試體箍筋量除以美國 ACI 318-11 規範[3]建議量之比值為橫軸，當兩者比值為 1 時，表示試體箍筋量滿足規範建議之標準；以試體變形能力(層間位移比)為縱軸，當縱軸值為 3 時，表示試體

變形能力符合韌性指標(Performance Target)之標準。當測試點落於第 4 象限(Q4)，表示柱箍筋使用量達到規範要求，但層間位移比卻未達合格標準，屬於不保守之結果。

不滿足 ACI 318-11

滿足 ACI 318-11

$\Delta P/A_g f'_c < 0.2$

$\square P/A_g f'_c < 0.2$

$\triangle 0.2 \leq P/A_g f'_c < 0.4$

$\square 0.2 \leq P/A_g f'_c < 0.4$

$\blacktriangle 0.4 \leq P/A_g f'_c$

$\blacksquare 0.4 \leq P/A_g f'_c$

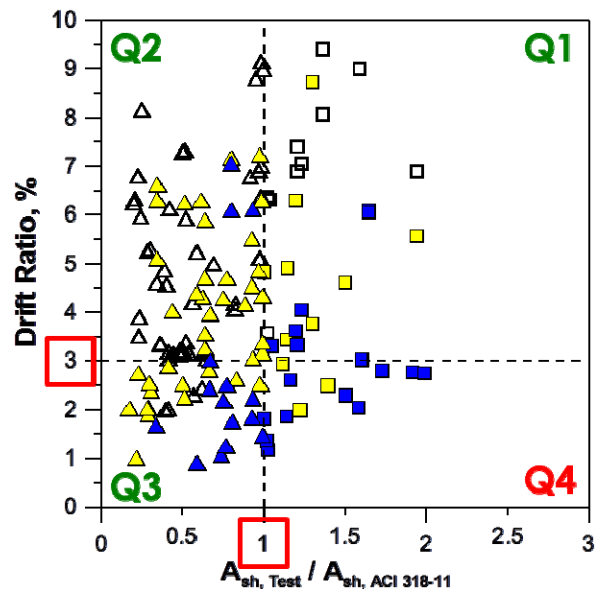


圖1 橫箍柱箍筋量與測試結果之比較

* 國家地震工程研究中心助理研究員

[†] 國立臺灣大學土木工程系教授、國家地震工程研究中心副主任

[‡] 國立臺灣大學土木工程系研究生

進一步於圖 1 發現，屬不保守區域之測試結果，大多為承受高軸力($P/A_g f'_c \geq 0.4$)作用之柱試體，顯示該規範之設計公式缺乏考量軸力之影響，無法確保柱在承受高軸力作用下之變形能力，存在不保守之問題。今美國 ACI 318-14 規範[4]雖已將軸力因素納入設計公式，大幅提高圍束箍筋量之需求，又規定於承受高軸力作用時必須使用耐震彎鉤圍束所有主筋，然而改版後之規定對於國內高樓層建築設計之影響為何，是值得探討的議題。

二、柱耐震圍束箍筋量之規定

◆ 現行規範之柱圍束設計

國內現行規範[5]對於柱耐震圍束相關規定與美國 ACI 318-11 規範相同，規定在圍束區範圍內，矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh} 不得小於下列兩式之值：

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (1)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

其中， A_{sh} 為在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向鋼筋之總斷面積(mm^2)； s 為橫向箍筋之間距(mm)； b_c 為計算 A_{sh} 之柱心尺寸，即外緣圍束鋼筋心至心之間距(mm)； A_g 為鋼筋混凝土柱總斷面積(mm^2)； A_{ch} 為橫向鋼筋或螺箍筋外緣以內之構件斷面積(mm^2)； f'_c 為混凝土抗壓強度(MPa)； f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強度(MPa)，且不得大於 700MPa 。

式(1)及式(2)之目的為希望當柱外圍保護層剝落後，因被動箍筋圍束力發揮作用，使柱核心混凝土能繼續保有軸向承載能力，因而更能提升圍束混凝土之極限抗壓強度。仔細觀察設計公式所使用之參數，可以發現並未考慮軸力之影響，美國 ACI 318-11 規範委員會認為無論柱承受之軸力大小，並不改變所需之耐震圍束箍筋量。事實上，許多實驗結果已經指出美國 ACI 318-11 規範之建議量無法確保柱承受

高軸力作用下，可以提供足夠之變形能力。

除前述建議量外，各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x (如圖 2) 不得大於 350mm ，而橫向鋼筋之間距亦不得超出下列三者之值：

(1) 構件斷面最小尺寸之 $1/4$ ；

(2) 6 倍主筋直徑；

(3) $s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$ 。

其中， s_0 不得超過 150mm ，亦不必小於 100mm 。上述第(3)項概念為確保柱構件有足夠之圍束力，當柱斷面內配置之橫向鋼筋量較少， h_x 值因此變大卻相對地必須縮小間距，以增加沿柱高方向之橫向鋼筋量。除此之外，柱周圍之主筋應使用箍筋予以圍束，其餘主筋每間隔一根應有繫筋圍束，而未圍束主筋與相鄰主筋之淨間距不得超過 150mm 。

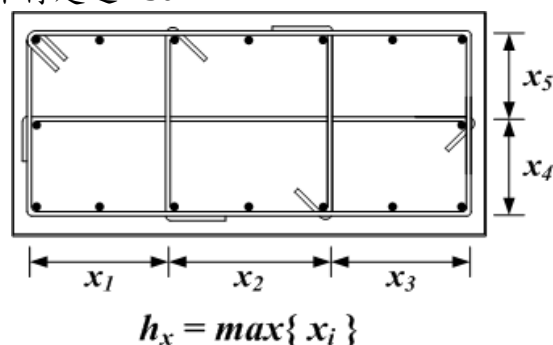


圖2 各邊緣相鄰箍筋或繫筋間最大水平間距 h_x 之示意圖

◆ 美國 ACI 318-14 規範之變革

現行規範並未考量軸力變化之影響，無論軸力大小均配置相同之圍束箍筋量；反之，美國 ACI 318-14 規範已於設計公式將軸力因素納入考量，當承受高軸力或使用高強度混凝土時，必須增加橫向箍筋量，以加強圍束效果。

美國 ACI 318-14 規範對於原有橫箍柱圍束箍筋量之規定調整為僅適用於低軸力($P_u \leq 0.3A_g f'_c$)作用時，另特別規定當柱承受高軸力($P_u > 0.3A_g f'_c$)作用或混凝土抗壓強度 f'_c 超過 70MPa 時，尚須滿足下式：

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_p k_f k_n \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} \quad (3)$$

其中， k_p 為軸力參數，依下式計算：

$$k_p = \frac{P_u}{A_g f'_c} \quad (4)$$

上式中， P_u 為柱承受之軸向力量。 k_f 為混凝土強度參數，其定義為：

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1 \quad (5)$$

而箍筋端彎鉤有效性參數 k_n 之定義如下：

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (6)$$

三、實驗規劃

本研究柱試體之設計概念為高軸力以及高剪力兩大原則，其中高軸力之測試目的在於造成柱壓力破壞，而承受高軸力作用之柱構件，其位移能力會降低。至於高剪力部份，若採用低高寬比之柱，柱之作用剪力值較大，考量美國 ACI 318 規範對於柱構件高寬比之最低值定義為 3，故本研究將柱試體之高寬比設定為 3。

另一方面，於多軸向試驗系統(MATS)進行測試時，係使柱試體為雙曲率變形，在此情況下，柱承受之剪力為單曲率變形柱之 2 倍。採用上述兩大原則進行設計，目的在於以最嚴苛之條件對柱構件進行測試，以檢核美國 ACI 318-14 規範之設計公式適用性。若柱之層間位移比達到 3% 合格標準，表示該規範可用於設計柱構件。

本研究共設計 4 座高強度鋼筋混凝土橫箍柱試體，斷面尺寸均為 600×600mm，高度為 1800mm，高寬比為 3。表 1 為各試體之設計參數，除彎鉤型式不同外，其餘如主筋量、橫向鋼筋量、材料強度及鋼筋間距均相同。

表1 試體設計參數

	T70-1	T70-2	T70-3	T70-4
彎鉤型式				
f'_c	70MPa			
f_y	685MPa			

	T70-1	T70-2	T70-3	T70-4
f_{yt}	785MPa			
垂直鋼筋	4-D32, 8-D25			
主筋比	2.60%			
橫向鋼筋	D13@90mm			
A_{sh}/sb_c	1.35%			

四、測試結果

表 2 為各試體之最大強度與強度衰減至 80% 時之層間位移比。以最大強度而言，4 座試體彼此間之差異不大。繫筋兩端同樣為 180 度彎鉤之試體 T70-1 與 T70-3，其層間位移比並無較大差異；反之，試體 T70-2 與 T70-4 同樣使用 90-180 度彎鉤之繫筋，但因試體 T70-4 未交錯配置，以致其層間位移比未達 3%。

表2 各試體測試結果

	V_{max} (kN)	Drift@0.8 V_{max} (%)
T70-1	3122	3.83
T70-2	3174	3.55
T70-3	3092	3.81
T70-4	3216	2.78

圖 3 為試體 T70-1 於層間位移比為 3% 時裂縫發展照片，柱底角隅混凝土大量擠碎，柱身部分出現明顯垂直向裂縫，但保護層尚未脫落，仍可提供足夠之圍束效果。



圖3 試體 T70-1 於層間位移比為 3% 時裂縫發展照片

圖 4 為試體 T70-1 與 T70-2 之遲滯迴圈包絡線，兩者無論在初始勁度或是最大強度均差異不大，差別在於最大強度點後之行為，試體 T70-2 較 T70-1 衰減地快，顯示彎鉤型式對於強度點後之強度確實有影響。

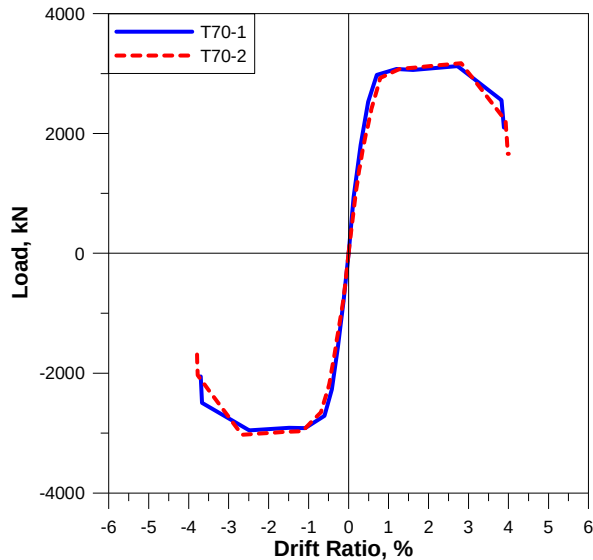


圖 4 試體 T70-1 與 T70-2 遲滯迴圈包絡線

圖 5 為試體 T70-3 與 T70-4 之遲滯迴圈包絡線，在強度衰減至 80% 時，試體 T70-3 之層間位移比達到 3.81%，反觀試體 T70-4 則未超過 3%。另一方面，試體 T70-4 於強度點後迅速衰減，係因 90-180 度彎鉤之繫筋並未交錯配置，以致試體 T70-4 之變形能力不如預期，顯示交錯配置之重要性。

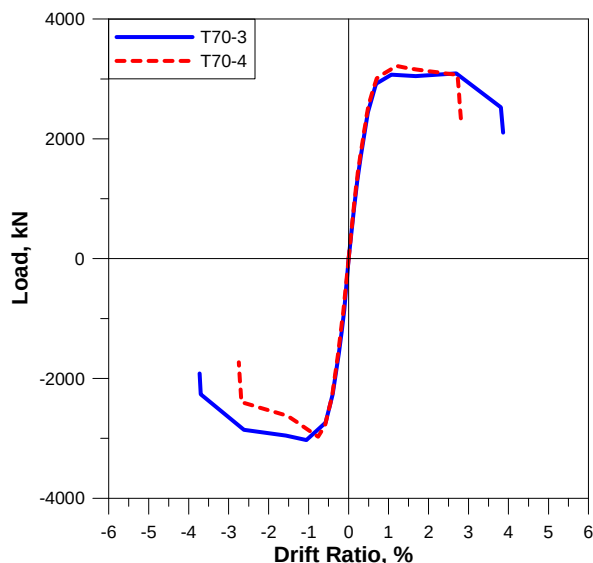


圖 5 試體 T70-3 與 T70-4 遲滯迴圈包絡線

五、結論與展望

高強度鋼筋混凝土柱於高軸力作用下必須配置較多之箍筋量，方能使柱之層間位移比超過 3%，由本研究之測試結果已獲得證實，顯示美國 ACI 318-14 規範已改善前版規範不保守之現象，然而該規範對於普通強度鋼筋混凝土柱是否適用，仍須透過實驗測試加以確認。另一方面，美國 ACI 318-14 規範之變革十分嚴格，將持續研究加以探討，以瞭解改版規定對於國內高樓層建築設計之衝擊。

參考文獻

- [1] Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., "Improving Column Confinement - Part 1: Assessment of Design Provisions," Concrete International, Vol. 31, No. 11, pp. 32-39, 2009.
- [2] Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M., "PEER Structural Performance Database User's Manual," Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, Version 1.0, University of California, Berkeley, February 2004.
- [3] ACI Committee 318, (2011) "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 503 pp.
- [4] ACI Committee 318, (2014) "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 519 pp.
- [5] 中國土木工程學會混凝土工程委員會，(2011)「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100)」，科技圖書公司，台北市。

運用無線感測系統於風機支承結構健康診斷

盧恭君¹ 柴駿甫² 彭淑婷³

摘要

風機需高度仰賴支承結構來抵抗複雜的環境負載，支承結構的完善與否對於離岸風機更是重要。如何對風機做有效的管理與結構健康監測，成為現今重要且迫切的課題。欲監測風機支承結構的安全性，首要前提須對其結構動力行為有一定程度的了解。風機於實際環境中會產生複雜的結構動力行為，例如：土壤結構互制效應(SSI)、機械操作負載、風的交互作用等等，故須同時應用數值模擬與系統識別等方法，來釐清這些複雜的結構行為。

本文中，將一無線感測系統-NTU-WSU-架設於一陸域大型風機(GE 1.5MW)上，以記錄其結構行為反應，此感測裝置之系統性能亦於本文中闡述。為了對風機複雜的結構動力行為有通盤的了解，本計畫中考量三種量測配置與兩種風機運作狀態(運轉中與停機狀態)，並選用兩種系統識別方法：直接傅立葉頻譜觀察法(FFT) 與頻譜分解法(FDD)，以解析並驗證其結構動力行為特徵。

關鍵詞：風能、結構健康診斷、無線感測、頻率域分解

一、前言

目前全球正面臨天然資源枯竭、能源短缺的重大危機，對於新型替代能源的需求大幅提升，風力發電逐漸成為重點替代能源之一。目前由於積極的發展風能發電技術，風機的數量已大幅提升。為了降低環境衝擊等陸域風能高度發展產生的問題，並提升風機的產能效率，離岸風場開發逐漸成為主流。風機需高度仰賴支承結構來抵抗複雜的環境負載，支承結構的完善與否對於離岸風機更是重要。如何對風機做有效的管理與結構健康監測，成為現今重要且迫切的議題。Rolfes 等人提出一套整合的離岸風機結構健康檢測系統[1]，並闡述了支承結構安全性監測的概念。Ciang 等人提出之風機系統損壞偵測方法[2]，統計出風機各元件之損壞機率，並統整幾套結構損壞偵測方法，主要係著重於風機葉片之損壞偵測。

欲監測風機支承結構的安全性，首要前提須對其結構動力行為有一定程度的了

解。風機於實際環境中會產生複雜的結構動力行為，例如：土壤結構交互作用(SSI)、機械操作負載、風的交互作用等等，故須同時應用數值模擬與系統識別等方法，來釐清這些複雜的結構行為。Prowell 等人對風機受地震力之反應提出一項包含試驗與數值分析之研究[3]，此研究對風機進行了實際尺寸的振動台試驗，並同時應用數值模擬與系統識別對此試驗結果進行解析。

傳統上，有線感測系統應用於大規模結構(橋梁、水壩、風機等)，成本高昂並會受環境條件限制。無線感測系統可有效縮短儀器佈設的時間並突破環境條件限制，故近年來被廣泛運用。R. Andrew Swartz 等人提出一項無線感測系統應用於風機結構監測的研究[4]，試驗中將無線感測系統佈設於兩架風機，並成功記錄了風機大致的結構動力行為特徵。

本文中，將一量測土木結構振動反應之無線感測系統-NTU-WSU-架設於台灣一座陸域大型風機(GE 1.5MW)上，以獲取

¹ 國家地震工程研究中心 助理研究員

² 國家地震工程研究中心 研究員

³ 國家地震工程研究中心 佐理研究員

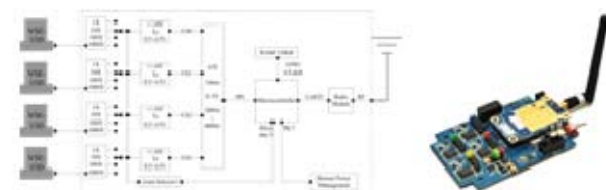
風機在此獨特運作環境中之系統性能。並利用兩種分析方法：頻譜分解法(FDD)與直接傅立葉頻譜觀察法，求得風機的系統頻率與模態[5]。

二、風機無線監測

為了驗證無線監測系統(NTU-WSU)應用於風機之適用性，本試驗將 NTU-WSU 系統架設於台灣一座大型陸域風機(GE 1.5MW)以監測其結構振動反應。並且透過發展成熟之系統識別技術，可分析出風機支承結構之結構動力行為特徵，以評估此無線感測系統用於風機結構監測之適用性。此大型陸域風機的支承結構為一高度 68 公尺之圓形鋼製塔架，其基礎型式為重力式基礎。此無線監測系統之監測儀器設備配置與訊號分析結果將闡述如下。

無線監測系統 (NTU-WSU)

本研究中，將國家地震工程研究中心(NCREE)與台灣大學(NTU)共同研發之無線感測系統(NTU-WSU)，與由株式會社 東京測振 (Tokyo Sokushin Co., Ltd.)研發之高靈敏度速度計(VSE-15D1)應用於風機之結構監測系統，以避免支承結構感測器線路架設與配置的限制與不便。



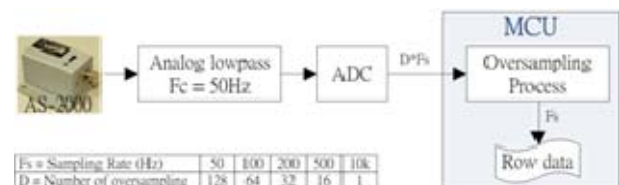
圖一 NTU-WSU 架構與照片

NTU-WSU 承襲了無線模組監控系統(WiMMS)的主要架構設計，包含一套加載 128kb 外接 SRAM 的 8 位元 RISC 微控制器嵌入系統、4 頻道 16 位元之類比數位轉換器和無線模組。其中，8 位元 RISC 微控制器(ATmega128)負責控制無線感測元件之周邊設備，並執掌數據前處理計算的部分；外接 SRAM (CY62128)負責暫存試驗數據與分析程序產生之變數，其最大數據暫存容量為 64k 點位(非負整數)；而 16 位元類比數位轉換器(ADS8341EB)則負責將

類比電壓訊號轉換為離散數位訊號；兩套因應不同用途之無線模組(9Xtend 與 24XStream)均可與 NTU-WSU 兼容，並建構出量測系統數據連結之無線傳感網絡。NTU-WSU 之主要架構可見圖一。

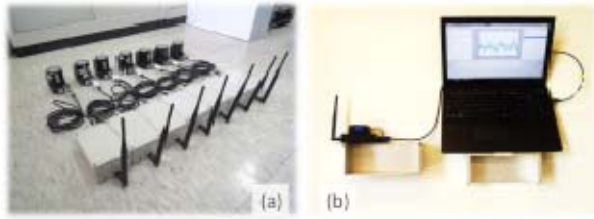
以主要架構為基礎，NTU-WSU 額外考量了結構周圍反應監測之必要條件。NTU-WSU 具備兩階段感測訊號擷取調節步驟，第一階段先透過最佳前置放大器來放大訊號，接著第二階段再將訊號縮放和移動至類比數位轉換器之採樣範圍。一無線感測元件中具有四個感測輸入頻道，並具備由微控制器(ATmega128)控制之可調變增益放大器(PGA204)以預放大感測訊號。NTU-WSU 在訊號擷取的另一項突破為過取樣程序，此程序可使類比數位轉換取樣以極高速進行(採樣頻率大約為 100kHz，速度會受 ADS8341EB 之性能影響)，並依設定取樣率(F_s)處理樣本。過取樣程序在訊號取樣展現三項優勢：避免失真、增益解析、降低噪訊[15]。NTU-WSU 提供了五種不同的取樣率(50, 100, 200, 500, 10k Hz)，並且當過取樣功能發揮，其對應的過取樣次數分別為(128, 64, 32, 16, 1)。過取樣程序可見圖二。

兩套因應不同用途之無線模組(9Xtend 與 24XStream)均可與 NTU-WSU 兼容，其中 9Xtend 的頻射頻率帶為 900MHz，24XStream 的頻射頻率帶為 2.4GHz。經由無線模組的選用，可避開試驗環境射頻干擾之頻率帶。



圖二 感測節點的過取樣程序

9Xtend 的資料傳輸速度與傳輸範圍均較 24XStream 為佳，但 9Xtend 之能量消耗亦較大。NTU-WSU 可因應不同的結構監測需求，選用合適的無線模組。



圖三 (a)無線感測裝置之校準 (b)無線感測裝置之伺服器與無線接收器

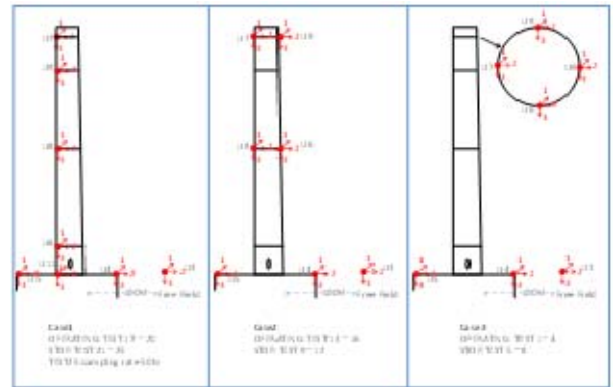
目前無線感測系統仍需以筆記型電腦作為伺服器。伺服器具有數據儲存、訊號分析與感測器整合管理等功能。整套無線感測系統必須確認每個感測元件之靈敏度已作校準，校準的執行係透過將各個感測器共點擺放，並且取得相同時間下之振動反應，經由比較不同感測器之訊號，則可求得各感測元件間之靈敏度。圖三(a)為無線感測系統之校準示意。圖三(b)為無線感測系統之伺服器，包含筆記型電腦與無線接收器。

風機振動量測之儀器配置

本試驗之量測目標為一陸域大型風機 (GE 1.5MW) 之支承結構，其結構為總高度 68 公尺之中空圓柱。支承結構為幾何對稱，但受偏心載重會造成塔柱產生扭矩反應，故其結構行為非常複雜，難以用二維空間(XZ, YZ 平面)表達，所以系統識別分析結果均需以三維結構反應表達。每個量測點均裝設以三個單向速度計組成之三維速度計(VSE-15D1)。

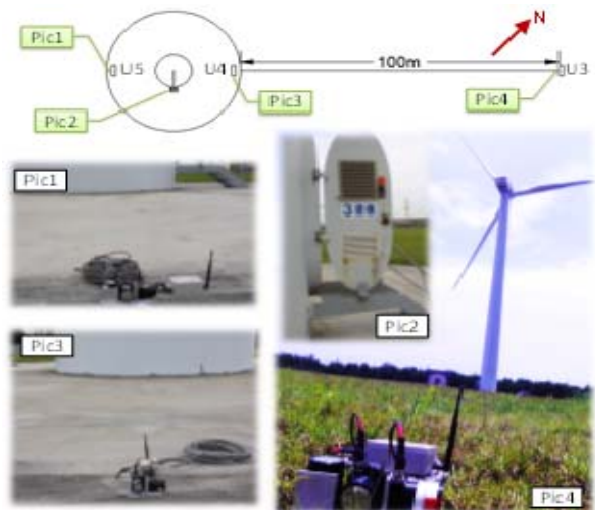
為了解風機塔架基礎與土壤之土壤結構互制效應，必須獲得地表自由場與塔架基礎的反應行為。量測點 U3(無線感測系統之 Unit No.3)架設於距離塔柱 100 公尺遠之草地中心，即為用來量測自由場之地表運動行為。量測點 U4 與 U5 佈設於圓型基礎平面之對稱點位，以觀察風機重力式基礎的結構行為。斷面上觀測點的佈設均需成對，以了解斷面的擺動行為，並可推估斷面所需之最少量測佈設點。由於速度計 (VSE-15D1) 造價昂貴(約 5000 美金)且數量有限，在此限制下，欲得到完整的結構行為反應，本試驗設計了三種最有效益的感測器佈設(Case1 ~ Case3)，圖四為三種感測

器佈設之圖示，詳細說明如下：



圖四 風機塔柱之感測器佈設示意圖

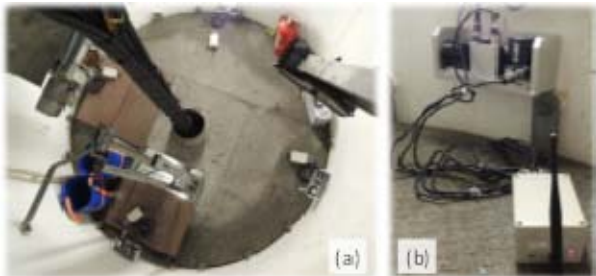
- Case1：立面之振動量測訊號。五個感測器佈設於同一立面之不同高程。經由這些感測器測得之反應，可以畫出結構立面的三個主要模態。
- Case2：風機複雜的結構行為需詳加探討。因此，設置了兩組水平方向與一組垂直方向以探討扭矩效應。試驗選取塔柱頂部與塔高中央的斷面作結構行為的觀測，感測器於斷面上均對稱佈設，本佈設方法的六個感測器可模擬出塔柱的三維結構行為。
- Case3：由於風機的發電機等配件之重量幾乎等於塔柱的重量，風機模型可大略簡化為一中空圓柱，頂部承載一集中偏心質量塊，質量塊考量之自由度為六 ($x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$)。為完整了解質量塊之行為，故佈設四組感測器於塔頂。



圖五 風機量測裝備：柱表面、基礎、自由場

本文對於風機運轉與停機狀態之行為均進行探討。風機在停機狀態，其結構反應主要受較單純之環境微小擾動影響，因此，可以應用停機中觀測到之結構周遭反應，使風機動力行為特徵更為凸顯。而在風機運轉的狀態下，其結構反應受到非常多的其他擾動項影響，例如：發電機的機械振動、氣體動力學、基礎產生大變形之土壤互制效應等。因此，運轉狀態量測到的結構反應可用來解析基礎與各種外力效應的交互作用。為了取得分析方法所需之足夠數據，每個感測器佈設狀態各進行四次測試，每次測試均以 200Hz 取樣率量測一分鐘歷時反應。

量測裝備示於圖五與圖六，重力式基礎上設置兩組對稱量測裝置，三軸速度計乃使用石膏黏附於基礎上。自由場的速度計則架設於一埋入土壤之短樁頂部。作為無線感測系統伺服器之筆記型電腦架設於風機塔底內部。為確保無線感測系統之傳輸性能良好，故塔柱之出入口保持開啟。圖六(a)為 Case3 塔頂感測儀器佈設示意，圖六(b)為置於一鋁製箱中的速度計，並以磁力吸附於塔柱內壁。

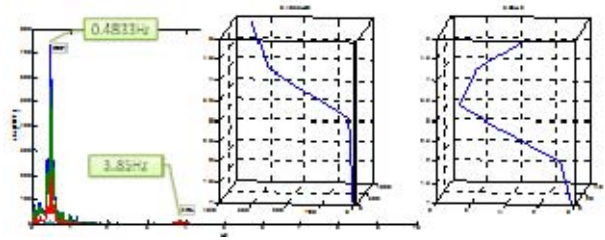


圖六 塔柱內佈感測儀器佈設

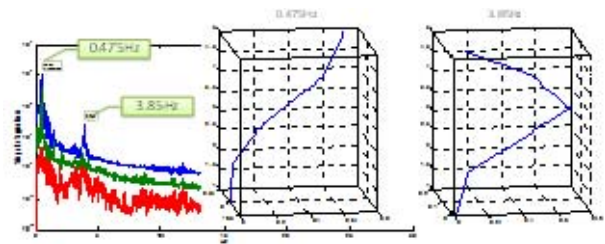
三、結果與討論

經由 FFT 與 FDD 分析方法可求得風機停機中之結構反應，其結果示於圖七、圖八。由上述兩方法均可求得結構的兩個系統特徵頻率，觀察求得之系統前兩模態，可以發現大致符合由結構動力求得之物理結果。

比較兩種分析方法的結果，可發現其頻率特徵與模態幾乎一致，由此可証風機之主要模態特徵已成功解析。



圖七 FFT 法分析之停機中風機模態特徵



圖八 FDD 法分析之停機中風機模態特徵

參考文獻

1. K-C Lu*, H-C Peng, Y-Shu K, July 8-11, 2014, "Structural Health Monitoring of the support structure of wind turbine using wireless sensing system", the 7th European Workshop on Structural Health Monitoring, Nantes, France

辨別地震與非地震訊號之現地即時強震預警系統研發

吳日騰¹ 許丁友² 張國鎮³

摘要

鑒於台灣地狹人稠，為增加強震波來臨前的預警時間以及解決區域型地震預警系統警報盲區的問題，現地型強震即時預警系統的建置勢在必行。現地預警系統利用地震初達波前幾秒的特性來預測此地震事件可能達到之最大地表加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)，根據預測震度大小視情況發布警報。然而，由於現地型系統只使用單一地震測站所記錄的振動歷時資料，便容易受到其他非地震事件所造成的影響，例如車輛、行人、施工等等未知振動源，以及電子訊號等非振動訊號的干擾，而發生預警系統誤報的情形。故本研究擬使用支持向量分類法(Support Vector Classification, SVC)與奇異譜分析(Singular Spectrum Analysis, SSA)等人工智慧(Artificial Intelligence)與訊號處理方法嘗試解決這個問題，期能將容易被高估 PGA 的非地震事件在預測 PGA 前先行去除，以減少系統誤報的狀況，並確保實際震度大於四級的地震事件能夠分類正確。

關鍵詞：地震預警系統、支持向量分類法、資料識別、奇異譜分析

一、前言

目前的現地型預警系統雖能有效地縮小警報盲區，卻容易出現系統誤報的狀況。由於系統只使用單一地震測站所記錄的振動歷時資料，便容易受到其他非地震事件所造成的振動影響，例如車輛、行人、施工等等未知振動源，以及電子訊號等非振動訊號的干擾。目前的解決方案是安裝兩個量測儀器於測站的不同地方，針對每一觸發事件以二次確認(Double Check)的方式來判定該事件是否為地震事件。然而，此法不僅花費較高且難以維護，對於爭取寶貴的反應時間亦有所影響，故本研究希望藉由人工智慧(Artificial Intelligence)演算法，提出一能夠「辨別地震與非地震事件」的現地型預警系統，將容易被高估 PGA 的非地震事件在預測 PGA 前先行去除，以減少系統誤報的狀況，並確保實際震度大於四級的地震事件能夠分類正確。

二、分析方法介紹

Satriano C. [1]等人於 2011 年發表的論文中指出，地震初達波特徵(P-wave Features)應用於地震即時預警系統之類型包括地震初達波之各項極值(Peak Measurements)、積分值(Integral Quantities)、主要週期(Predominant Period)以及平均極值(Average Peak)等等，積分值的計算主要參考 M. Böse [2]等人於 2012 年所發表的論文。由於平均極值與極值類似，且其於計算上尚須設定某些門檻值，故本研究不考慮使用平均極值作為分析參數。因此，本研究初步使用垂直向地震歷時的 9 種參數，計算 P 波到達後 3 秒內($t_p=3s$)之速度絕對值極值(P_v)、位移絕對值極值(P_d)、主要週期(τ_c)、加速度絕對值積分(IAA)、速度絕對值積分(IAV)、位移絕對值積分(IAD)、加速度乘以速度的絕對值極值(P_{av})、加速度乘以位移的絕對值極值(P_{ad})、以及速度乘以位移的絕對值極值(P_{vd})，作為訓練與測試支持向量分類模型的輸入參數。另外，針對非地震事件所造

¹ 國立台灣大學土木工程學系結構工程組碩士生

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國立台灣大學土木工程學系教授

成之加速度歷時訊號，本研究亦以相同的方式來計算參數，作為支持向量分類模型的訓練依據。

支持向量分類法的主要概念為：「利用一非線性的投射函數將原始的資料空間投影至一較高維度之特徵空間，在該特徵空間內即能較容易地以超平面把兩類資料點區分開來。」因此，本研究擬使用 Boser [3] 與 Cortes and Vapnik [4] 等人提出的 C-Support Vector Classification (C-SVC) 方法，藉由支持向量分類法所建構之模型來分類地震與非地震事件。

奇異譜分析 (Singular Spectrum Analysis, SSA) 方法[5]的主要概念為：「將原始的時間歷時訊號拆解成一平滑化之訊號 (smoothed series) 加上剩餘訊號 (residual series)。」SSA 分析方法可歸納為四步驟：重組序列 (Embedding)、奇異值分解 (Singular Value Decomposition)、分群 (Grouping)、以及對角平均法 (Diagonal Averaging)。將拆解得到之時間序列依能量貢獻由大至小做排序，即能利用這些序列的頻率特性，進行分析與研究。本研究擬透過上述奇異譜分析，將記錄到的振動歷時訊號做拆解，來求出整段時間訊號的主控能量序列與剩餘能量序列，以進一步地辨別地震與非地震事件。

三、地震與非地震歷時資料庫

本研究所使用的地震資料庫一部分來自我國中央氣象局 (Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, 以下簡稱 TSMIP) 於 1992 至 2006 年之強震紀錄，經挑選後可用之地震記錄共 89,433 筆。另一部分地震歷時資料則來自於國家地震中心目前安裝在嘉義港坪國小、宜蘭南安國中、花蓮光復國小、花蓮玉東國中這四個測站之現地預警系統 2011 至 2013 年的觸發事件紀錄。在所有的觸發紀錄當中，觸發來源可能肇因於地震、人為或車輛等未知振動源，故本研究將中央氣象局即時站所記錄到之地震發生時間與現地系統的觸發事件發生時間以及震波形狀作一比對，若兩者吻合，便將現地測站該筆紀錄視為地震事

件，並歸類至地震資料庫，剩餘的歷時紀錄即視為非地震事件。然而，由於氣象局即時站的分布密度不高，實際上卻可能存在「局部地區發生的小地震事件」並未被中央氣象局所記錄到，故本研究將現地測站所記錄到的非地震事件全數歸類為未知事件資料庫，而現地測站之可用地震事件資料庫計有 1,191 筆，而現地測站之可用未知事件資料庫計有 9,323 筆。

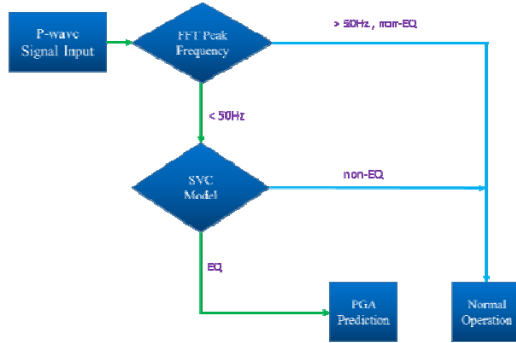
為驗證所提出方法之可行性，本研究使用上述資料進行測試，並以近年量測之振動資料進行再次驗證，共兩資料庫。測試資料庫一包含上述中央氣象局 89,433 筆地震紀錄、現地測站 1,191 筆地震紀錄、以及現地測站 9,323 筆未知事件紀錄。測試資料庫二包含中央氣象局 2007 至 2012 年 3,950 筆地震紀錄、現地測站 2013~2014 年 263 筆地震紀錄、以及現地測站 2013~2014 年 1,287 筆未知事件紀錄。

四、分析結果

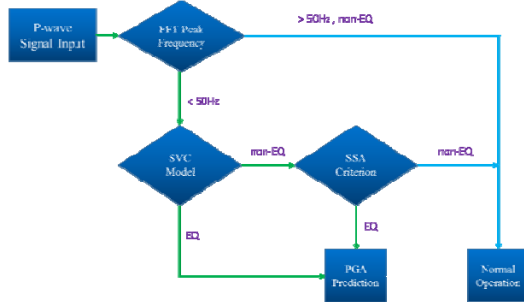
本研究提出兩種辨別流程法來區分地震與非地震事件。第一種辨別流程法 (Solution I) 如圖一所示，是使用快速傅立葉轉換 (Fast Fourier Transform, FFT) 與支持向量法分類模型 (SVC model) 所建構而成。鑒於現地測站未知事件中有部分的訊號被高頻雜訊主控，且此高頻雜訊常大於 50Hz，故本研究擬於預警系統被觸發後，先針對此事件觸發後 3 秒內之垂直向振動訊號作快速傅立葉轉換分析，如轉換後所得能量峰值之頻率 (FFT Peak Frequency) 大於 50Hz，則將此事件視為非地震事件 (non-EQ)；如轉換後所得能量峰值之頻率小於 50Hz，則再經由支持向量法分類模型來判斷，如模型判斷此事件為地震事件 (EQ)，則系統將預測此事件可能達到之最大地表加速度，並進行後續的步驟；如模型判斷此事件為非地震事件，則系統將回復至平時運轉狀態。

本研究提出之第二種辨別流程法 (Solution II) 如圖二所示。第二種辨別法是使用快速傅立葉轉換、支持向量法分類模型、以及奇異譜分析所建構而成。相較於

第一種辨別法，本研究於支持向量分類模型的判定之後加入奇異譜分析的辨別基準，意即當一未知事件被支持向量模型分類為非地震事件時，此事件將進入奇異譜分析法的判斷，再次辨別該事件是否為地震事件。



圖一 辨別流程法一示意圖

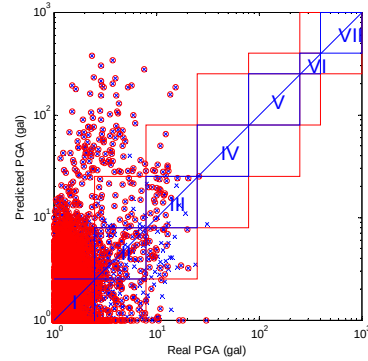


圖二 辨別流程法二示意圖

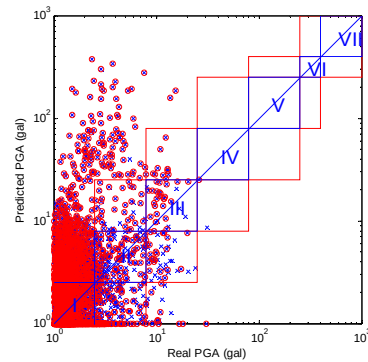
關於支持向量模型的建立，本研究從第二章所述 9 種參數中選擇 3 種參數組合，例如 P_v 加 P_d 加 τ_c (編號 1+2+3)，以作為未來實際應用時所需要計算之參數，故組合數共有 $C_3^9=84$ 種。將模型訓練完成後，本研究以資料庫一進行測試，並於 84 種支持向量模型測試結果中，挑選了 3 種可能應用的模型，分別為第 39 個(參數組合為 P_d 加 IAA 加 P_{vd})、第 41 個(參數組合為 P_d 加 IIV 加 P_{av})、及第 43 個模型(參數組合為 P_d 加 IIV 加 P_{vd})。因限於篇幅，本報告僅列出模型 39 之結果。

對於辨別流程法二中的奇異譜分析方法，本研究提出了兩種可能應用之判斷基準，判斷基準一(Criterion I)為計算每一事件 SSA 主控能量序列之 FFT 能量峰值頻率(F)，如一事件之 F 值小於 20Hz，則將之判定為地震事件；如一事件之 F 值大於 20Hz，則將之判定為非地震事件。而判斷

基準二(Criterion II)為計算每一事件 SSA 剩餘能量序列之 FFT 能量峰值頻率(F)，若一事件之 F 值小於 35Hz，則將之判定為地震事件；如一事件之 F 值大於 35Hz，則將之判定為非地震事件。因限於篇幅，本報告僅列出判斷基準二之結果。



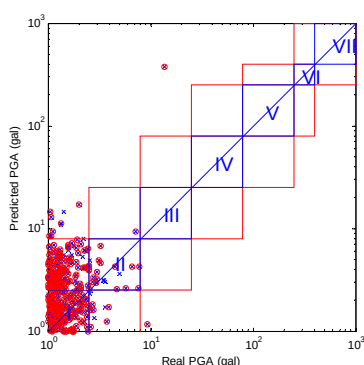
圖三 現地未知事件預測 PGA 對實測 PGA 圖(Solution I, SVC model 39, 資料庫一)



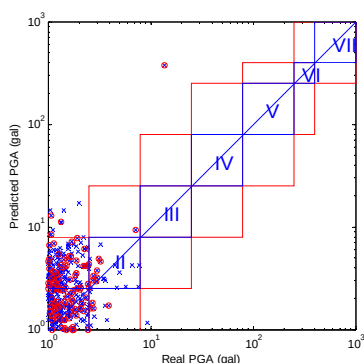
圖四 現地未知事件預測 PGA 對實測 PGA 圖(Solution II, SVC model 39, 資料庫一)

上圖三與圖四分別為資料庫一的未知事件應用辨別流程法一與法二之分析結果，下圖五與圖六分別為資料庫二的未知事件應用辨別流程法一與法二之分析結果。圖中縱座標為事件的預測 PGA(gal)，橫座標為事件的實測 PGA(gal)，藍色框框中的英文字母 I~VII 代表震度 1~7 級，如資料點落在藍色線圍起的範圍內代表事件的預測震度和實測震度相同，如資料點落在紅色線圍起的範圍內代表事件的預測震度和實測震度誤差在正負一級之內；圖中藍色叉叉代表資料點，而紅色圈圈代表在應用本研究所提方法後被分類為非地震事件的資料點，意即紅色圈圈的事件系統會回復至平時運作狀態，不會進行 PGA 的預測。

由圖三與圖四資料庫一的分析結果可知，不論是哪一種辨別流程，預測震度大於 4 級以上的未知事件分類錯誤數目僅 1~3 個；換言之，本研究所提出之兩種辨別流程皆能有效地降低現地預警系統發生誤報的可能性，且實際震度大於 4 級的地震事件分類準確率皆高達 99%。此外，圖五與圖六資料庫二的分析結果顯示預測震度大於 4 級之未知事件分類錯誤數目為 0，且實際震度大於 4 級事件分類準確率亦高達 99%，再次驗證了本研究方法的可行性。



圖五 現地未知事件預測 PGA 對實測 PGA 圖(Solution I, SVC model 39, 資料庫二)



圖六 現地未知事件預測 PGA 對實測 PGA 圖(Solution II, SVC model 39, 資料庫二)

五、結論與展望

透過兩種辨別流程法以測試資料庫一分析的結果，能夠發現不論是哪一種方法，預測震度大於 4 級以上的未知事件分類錯誤數目僅 1~3 個，且實際震度大於 4 級的地震事件分類準確率皆高達 99%(限於報告篇幅未列出)；換言之，本研究所提出之兩種辨別流程皆能有效地降低現地預警

系統發生誤報的可能性，且大於 4 級的地震事件被分類錯誤的比例亦相當低，而資料庫二的測試結果亦再次驗證了本研究方法。最後，以運算時間而言，兩種辨別流程法沒有太大差異。即便辨別流程法二的未知事件整體準確率較低，然而被分類錯誤的未知事件並不會造成系統誤報，且地震事件的分類準確率較高。因此，未來實際應用時會以辨別流程法二為優先考量。

參考文獻

1. Satriano C., Wu Y.M., Zollo A. and Kanamori H., "Earthquake early warning: Concepts, methods and physical grounds," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 106–118 (2011)
2. M. Böse, T. Heaton, and E. Hauksson, "Rapid Estimation of Earthquake Source and Ground-Motion Parameters for Earthquake Early Warning Using Data from a Single Three-Component Broadband or Strong-Motion Sensor", *Bulletin of the Seismological Society of America*, v 102, n 2, p 738-750, April 2012
3. Boser, B. E., Guyon, I. and Vapnik, V., "A training algorithm for optimal margin classifiers", *Proceedings of the Fifth Annual Workshop on Computational Learning Theory*, pp. 144–152, ACM Press, 1992
4. Vapnik, V.N., "The nature of statistical learning theory", Berlin, Springer-Verlag, 1995
5. Nina Golyandina , Vladimir Nekrutkin, and Anatoly Zhigljavsky, "Analysis of Time Series Structures, SSA and Related Techniques", Chapman and Hall/CRC, 2001

自來水延性鑄鐵管之地震動耐震性能基準值研擬

劉季宇¹

摘要

自來水管線之耐震設計，理應兼顧其耐震需求與容量。本研究針對自來水延性鑄鐵管，首先簡述地震動之耐震分析原理、檢核項目，以及管材之耐震分級規定；其次，舉計算例說明各種地盤條件，在設計地震最大地震動下的耐震需求，包含管體應力、接頭伸縮量、接頭撓曲角等；最後，建議一套延性鑄鐵管之地震動耐震性能基準值，作為未來進行管線相關設計、採購之參考。

關鍵詞：自來水管線、耐震性能

一、引言

延性鑄鐵(ductile iron)因具有球狀石墨的微結構，故而機械性質優異，能承受衝擊力及塑性變形，加上高矽及高碳之化學成份，故亦具有抗腐蝕性及同鋼一樣的強度，成為自來水系統最普遍使用的管材。延性鑄鐵管一般採可伸縮、撓轉之接頭構造，在地震作用下可隨地盤而運動，管體應力相對極小。其耐震性能取決於受地盤變位作用時，接頭吸收變形之能力是否足夠，以及有否拉脫之疑慮。

本文針對自來水延性鑄鐵管，簡述其耐震分析之原理、流程，以及耐震設計之檢核項目，與管材的 ISO 耐震分級規定；其次，舉計算例說明各種地盤條件，在設計地震最大地震動下的耐震需求，包含管體應力、接頭伸縮量、接頭撓曲角等的耐震需求。最後，研擬延性鑄鐵管之耐震性能基準值，作為管線耐震設計、耐震管材採購之參考。

二、地下管線耐震分析與檢核

延性鑄鐵管耐震分析方法，可參閱日本「水道設施耐震工法指針・解說」(日本水道協會，2009)。ISO 16134 Earthquake and Subsidence-Resistant Design of Ductile Iron Pipelines (ISO, 2006)，對於延性鑄鐵管

之耐震計算與檢核亦有規定，內容與日本相近。ISO 16134 的耐震計算與檢核程序為：(1)設定地震動(工址之設計地表加速度)；(2)計算地盤之震動週期；(3)計算入射地震剪力波之波長；(4)計算水平向之地盤變位振幅；(5)代入選定管材之資料；(6)檢核管體之合成應力、接頭之軸向伸縮量、接頭之撓曲角；(7)就管材之選定進行迭代，直到檢核項目均通過；(8)決定工址發生土壤液化之可能性，若果，須進行地盤變形之檢核。

按 ISO 16134，深度 z (單位 m) 處之管線中心線位置，水平向地盤變位振幅 U_h (單位 m) 與地表加速度有關，可表為：

$$U_h = \left(\frac{T_G}{2\pi} \right)^2 \cdot a \cdot \cos \frac{\pi z}{2H}$$

其中 T_G 、 a 、 H 分別為地盤震動週期(單位 s)、地表加速度(單位 m/s^2)、地盤厚度(單位 m)。進行延性鑄鐵管耐震設計(分析)時，可按設計地震(或最大考量地震)，決定工址之最大地表加速度 $A_{\max}$ ，用於進行後續的計算與檢核。

承前，管軸方向之地盤應變為：

$$\varepsilon_G = \frac{\pi \cdot U_h}{L}$$

其中， L 為入射地震波的波長(單位 m)。日

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

本「水道設施耐震工法指針・解說」考慮地盤均勻性的問題，建議在計算 ε_G 時，可乘一不地盤不均勻度係數 η ，其值介於1.0~2.0之間。

至於檢核項目，首先為管體合成應力 σ_x (單位 Pa)：

$$\sigma_x = \sqrt{w \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$$

其值應不高於管壁的材料強度(延性鑄鐵抗拉強度420MPa、檢核時常以270MPa為容許應力)。上式中， σ_L 、 σ_B 分別為管體的軸向應力(單位 Pa)與撓曲應力(單位 Pa)， w 為依管線重要性而賦予之加權係數，其值介於1.00~3.12之間。管體的軸向應力 σ_L 與撓曲應力 σ_B 分別表為：

$$\begin{cases} \sigma_L = \xi_1 \cdot \alpha_1 \cdot \frac{\pi U_h \cdot E}{L} \\ \sigma_B = \xi_2 \cdot \alpha_2 \cdot \frac{2\pi^2 D U_h \cdot E}{L^2} \end{cases}$$

其中 D 、 E 分別為延性鑄鐵管外徑(單位 m)與延性鑄鐵之彈性模數(單位 Pa)。其中，土層變位傳遞係數 α_1 、 α_2 ，以及應力修正因子 ξ_1 、 ξ_2 ，其計算方式可參閱相關文獻，在此擬不多作說明。

其次，為接頭軸向伸縮量 u (單位 m)，依ISO 16134有：

$$u = \pm \varepsilon_G \cdot \ell$$

其值應不高於所選擇接頭的容許伸縮量。式中， ℓ 為延性鑄鐵管的標稱長度(單位 m)。上式亦為日本「水道設施耐震工法指針・解說」中的簡便計算方法。

最後，為接頭撓曲角 θ (單位 rad)：

$$\theta = \pm \frac{4\pi^2 \cdot \ell \cdot U_h}{L^2}$$

其值應不高於所選擇接頭的容許撓曲角。

三、ISO 管材耐震分級

ISO 16134 針對延性鑄鐵管之耐震分級，訂有規定，如表一所列。其中，管材(接頭)伸縮、防脫與撓曲性能，分別作「S-1、S-2、S-3」、「A、B、C、D」、「M-1、M-2、M-3」等的耐震分級。

表一 ISO 16134 延性鑄鐵管耐震分級

項 目	分 級	定 義
軸向伸縮量 δ (mm)	S-1	$\delta \geq 1\%L$
	S-2	$0.5\%L \leq \delta < 1\%L$
	S-3	$\delta < 0.5\%L$
防脫力 F (kN)	A	$F \geq 3d$
	B	$1.5d \leq F < 3d$
	C	$0.75d \leq F < 1.5d$
	D	$F < 0.75d$
容許撓曲角 θ (deg)	M-1	$\theta \geq 15^\circ$
	M-2	$7.5^\circ \leq \theta < 15^\circ$
	M-3	$\theta < 7.5^\circ$
L：標稱管長(mm)， d：標稱管徑(mm)。		

四、設計地震最大地震動之耐震需求

以下探討延性鑄鐵管在各種地盤分類與最大地震動下的耐震需求。

分析過程按以下假設：(1)地盤變位振幅循ISO 16134；(2)延性鑄鐵管規格採「3種管」以示保守(只影響管體合成應力之計算)；(3)管線埋深(管頂距地面深度)1.5m；(4)工址地表30m以內為均質土層，其下為剪力波速400 m/s之工程岩盤。

依「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2011)，可計算設計地震(回歸期475年)之最大地震動，方法為：(1)統一取工址短週期設計水平譜加速度係數 S_S^D 、工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 的組合的最大值，並斟酌是否加計最大之近斷層放大效應，計算可能之最大地表加速度(最大之地盤振幅)，以求設計之保守；(2)考慮堅實(VS30代表值270 m/s)、普通(200 m/s)、軟弱(150 m/s)、極軟弱(100 m/s)等四種地盤，其VS30代表值分別取地盤分類剪力波速範圍接近下限之值，以得到較長之地盤震動週期(較大之地盤振幅)。

以下考慮含最大近斷層效應之最大地震動，假設不均勻地盤($\eta = 2.0$ ；影響接頭伸縮量之計算)、重要管線($w = 3.12$ ；影

響管體合成應力之計算)。由震區短週期設計水平譜加速度係數 S_S^D 最大值 0.80、近斷層調整因子 $N_A^{(D)}$ 最大值 1.42 (取近花東地區斷層)、工址放大係數 $F_a^{(D)}$ 為 1.0，得短週期設計水平譜加速度係數的最大值組合為 $S_{DS} = 1.136$ ，進而得最大地表加速度 $A_{max} = 0.4S_{DS} = 0.454g$ 。

四種地盤在指定最大地震動作用下，延性鑄鐵管之管體應力、接頭伸縮量、接頭撓曲角分析結果，如表二所列。其他最大地震動假設下的計算例與討論，可參考水利署報告(經濟部水利署，2014)。

參閱日本「水道設施耐震工法指針・解說」之各種管材的規格，可發現：對於近斷層、非均勻地盤，當工址座落於極軟弱土層(表中第三類地盤 B)時，所有延性鑄鐵管的管體應力、接頭撓曲角的需求均可滿足，但 800mm 管徑以內的接頭伸縮量需求，是目前國內最常用之自來水管材—K 型接頭延性鑄鐵管(規格列於表二末)不足或勉強達到的。倘若加計「設計內壓」、「車載荷重」、「溫度變化」、「地盤下沉」等因素所需要的伸縮量餘裕，則所有管徑之 K 型接頭延性鑄鐵管，恐怕均可能無法滿足需求。

綜合以上討論，以地震動耐震需求而言，對於 K 型接頭延性鑄鐵管而言，可知：(1)管體強度與接頭容許撓曲角，均已足夠；(2)非近斷層、均勻地盤之工址，接頭容許伸縮量均已足夠；(3)近斷層、非均勻地盤工址之中，因接頭容許伸縮量的不足，並不適用於極鬆軟之土層，例如土層平均剪力波速 VS30 之值為 100 m/s 附近或以下者。

因此，在地震動情況下，針對近斷層、非均勻地盤工址，土層平均剪力波速 VS30 之值為 100 m/s 附近或以下者，參照 ISO 16134 耐震分級表，此時鋪設重要自來水管線時，應要求延性鑄鐵管(接頭)具有相當之耐震性能基準值，建議可訂為：最高伸長/壓縮率等級(S-1)，或次高伸長/壓縮率等級(S-2)並須搭配最低限度之防脫力等級

(C)。而所謂近斷層工址，可參考「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署，2011)，為保守計，凡須考慮近斷層調整因子的斷層距離內區域，均應屬之。

五、結語

訂定自來水延性鑄鐵管耐震性能基準值之目的，在於配合具經濟性、合理性之管線耐震需求，據以選用具足夠耐震容量的管材，達到提升自來水系統耐震安全的目標。其中，一般自來水管線受損時，影響不大，但重要自來水管線乃輸配水系統的重中之重，為耐震性能基準值的適用對象。基準值並非最高標準，但可有效降低設計地震下重要自來水管線損害的發生。

本研究引介自來水延性鑄鐵管耐震分析原理與檢核項目，並就 475 年回歸期設計地震之最大地震動，建議一套重要自來水管線的耐震性能基準值，包含應用時機與管材(接頭)之防脫力、伸長/壓縮率的 ISO 16134 耐震分級。研究成果仍有待多方意見彙集，形成結論，方可予以施行。

六、誌謝

感謝經濟部水利署提供委託計畫經費補助(計畫編號：MOEA-WRA-1020117、MOEA-WRA-1030158)，本研究得以順利進行，在此深致謝忱。

參考文獻

1. ISO (2006). ISO 16134 Earthquake- and Subsidence- Resistant Design of Ductile Iron Pipelines, 1st Ed.
2. 日本水道協會，2009，「水道設施耐震工法指針解說、設計事例集」。
3. 內政部營建署，2011，「建築物耐震設計規範及解說」。
4. 經濟部水利署，2014，「公共給水系統震災早期災損預警技術研究(2/2)」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1030158，台北。

表二 最大地震動下，近斷層、非均勻地盤之延性鑄鐵管耐震需求

地盤分類	第一類地盤(堅實地盤，VS30 = 270 m/s)		
管徑(mm)	管體應力(MPa)	接頭伸縮量(mm)	接頭撓曲角(deg)
200	92.27	5.84	0.0147
400	59.06	5.84	0.0147
800	24.41	5.83	0.0147
1,200	13.05	5.83	0.0146
1,600	8.020	5.82	0.0146
2,000	5.258	5.81	0.0146
地盤分類	第二類地盤(普通地盤，VS30 = 200 m/s)		
200	112.1	9.54	0.0215
400	63.34	9.53	0.0214
800	23.52	9.52	0.0214
1,200	12.14	9.51	0.0214
1,600	7.335	9.50	0.0214
2,000	4.771	9.49	0.0213
地盤分類	第三類地盤 A (軟弱地盤，VS30 = 150 m/s)		
200	126.4	15.54	0.0320
400	64.86	15.53	0.0320
800	22.51	15.52	0.0320
1,200	11.35	15.50	0.0320
1,600	6.797	15.48	0.0319
2,000	4.403	15.46	0.0319
地盤分類	第三類地盤 B (極軟弱地盤，VS30 = 100 m/s)		
200	137.2	31.78	0.0596
400	64.46	31.77	0.0596
800	21.18	31.74	0.0595
1,200	10.47	31.70	0.0594
1,600	6.225	31.66	0.0594
2,000	4.021	31.62	0.0593
規格參照	K 型接頭延性鑄鐵管容許量		
管徑(mm)	容許應力(MPa)	最大伸縮量(mm)	容許撓曲角(deg)
200	270.0	± 20	5.00
400		± 33	4.17
800		± 32	2.17
1,200		± 39	1.50
1,600		± 41	1.50
2,000		± 51	1.50

自來水設施暴險分析系統建置

洪祥瑗¹ 陳志欣² 周寶卿³ 劉季宇⁴ 葉錦勳⁵

摘要

自來水給水系統為重要維生系統之一環，其中包括取水、導水、淨水、送水、配水等的管線與設備，彼此相互串聯建構而成。強震過後，若能藉由「震災早期災損預警」技術，第一時間提供自來水管線及設施損壞與損失的推估結果，必有助於主管機關與事業單位正確、快速地掌握可能災情，採取適切的應變作為。本研究藉由調查建置臺北自來水事業處及台水公司第八區管理處轄區內的重要設施 GIS 圖資(如配水池、加壓站、水管橋等)，並於震後透過分析地表震度及活動斷層之地理位置分佈，以掌握不同震度下各項自來水設施的暴險數量與位置，作為自來水系統的震後應變巡查之參考依據。為建置完善的自來水設施資料庫，本研究設計適合自來水配水池、加壓站及水管橋的耐震屬性資料調查表，並進行現地調查，共完成 52 座配水池(含淨水場清水池)、29 座加壓站及 6 座水管橋之自來水設施資料庫建置。同時研發資訊網站服務，於震後自動進行自來水設施暴險分析並於網站上發布，提供應變人員檢視與查詢地震災害潛勢與設施暴險部位等資訊。

關鍵詞：自來水設施、暴險分析、空間分析

一、前言

地震早期損失評估(early seismic loss estimation, ESLE)，是指震後快速的災情評估，乃一遂行「震災早期災損預警」的可行技術，本研究整合本土化的地震災害潛勢分析技術與管線災損率經驗公式，應用於實際自來水系統的震災境況模擬，研發「自來水管線系統地震早期損失評估」技術，並建置各區的自來水管線系統地震災損模擬資料庫，可於震後第一時間自動完成自來水管線損壞與損失分布推估並進行通報[1]。為早日落實應用自來水系統的地震早期損失評估技術，本研究擴大評估項目-重要自來水設施，並擇定臺北自來水事業處(以下簡稱北水處)及台水公司第八區管理處(宜蘭地區)為調查範圍，進行配水池、加壓站及水管橋之相關圖資收集、彙整與校正，完成自來水重要設施地震暴險分析資料庫建置，進行地震早期損失評估風險暴露分析。同時研發資訊網站，建置所需網路資訊平台與應用項目，提供應變

人員檢視與查詢地震災害潛勢並掌握不同震度下的重要設施的暴險數量與位置等推估圖資，以利震後進行加值運用，協助強化自來水系統的震後緊急應變。

二、自來水設施暴險資料收集建置

本研究擇定收集建置北水處與台水八區之自來水重要設施資料以進行暴險分析，工作內容包括設施清單取得與排序篩選、耐震屬性資料調查表格設計、現地調查與訪談、重要設施 GIS 資料庫建置等。

2.1 自來水設施調查方法說明

本研究為設計適合自來水重要設施中配水池、水管橋及加壓站的調查表，先現場勘查部分設施並徵詢自來水事業單位工程師及專家的意見後，才完成自來水配水池、加壓站及水管橋的耐震屬性資料調查表，並根據調查表內容收集、彙整與校正相關圖資 [2]。各設施的共同調查項目包含名稱、管理單位、供水區域、地址與定位

¹國家地震工程研究中心助理研究員

²國家地震工程研究中心助理技術師

³國家地震工程研究中心專案助理研究

⁴國家地震工程研究中心副研究員

⁵國家地震工程研究中心研究員

座標等基本資料，關於耐震性能與營運功能等調查項目則依各設施特性個別規畫，以下將說明各設施之調查重點。

2.1.1 配水池

配水池調查表的內容包含基本資料、營運水位與池體結構的耐震性能等，水位的調查主要考慮池體水位高度所產生的靜水壓及地震搖晃時會額外造成的動水壓，兩者之和為水池結構設計時主要考慮的地震力。而池體的結構材料性能、水池配置方式、池體尺寸、高程、版厚、壁厚、內柱梁與有無伸縮縫等資訊都會影響結構耐震強度，另由於水池主要功能為儲水，即使只是小損壞亦可能喪失儲水功能。因此配水池的出入水管接頭處維修空間及伸縮可撓接頭的有無，也列為重點調查，大多数的出水管接頭埋至土層中無法目視，倘若接頭因地震而損壞，亦會影響服務功能。此外，池底及池牆伸縮縫也是容易滲水的地方。

2.1.2 加壓站

加壓站耐震屬性資料調查表的調查項目，針對地震發生後加壓站的服務效能是否受損為考量。加壓站通常具備的不同的出水幹管，可分別送至不同的供水區域。也同時具備數個加壓泵，依照出水量的多寡決定加壓泵運作的數量。因此，調查表中加壓泵性能的欄位就以出水幹管名稱來區分，填寫出水管線口徑大小、揚程高度、加壓泵數、總馬力數及總出水量。

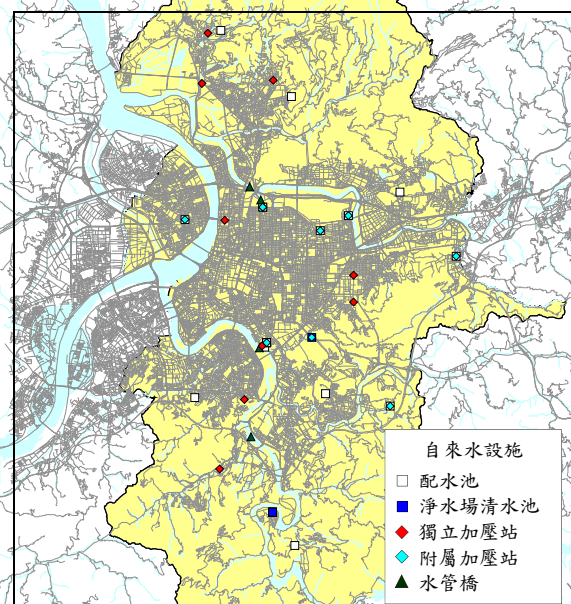
2.1.3 水管橋

水管橋耐震屬性資料調查表著重於橋梁結構及上部水管主體的耐震性能調查。橋梁結構的調查欄位有橋長、結構型式、橋墩型式、橋墩基礎、竣工年、跨數、單跨最大跨度、最大橋墩高度等資訊等。水管主體的調查項目則為管線數、水管標稱管徑、管壁厚度、伸縮可撓接頭、管線束箍、線形及管材等。伸縮可撓接頭的設置可讓水管在地震作用時有較大變形的能力，以減少地震所造成的損壞，其設置位置通常位於橋台與橋墩上，並在接頭兩側

設置環梁。另外，水管橋兩端與地下管線接合處也多會設置伸縮可撓接頭。管線束箍主要是調查水管橋上設置的環梁數，環梁兩端固定在橋墩或橋梁上，可藉由支承將垂直的力量傳至橋墩，其設計目的是為確保水管不會因外力作用時從橋上脫落。

2.2 調查區域與成果說明

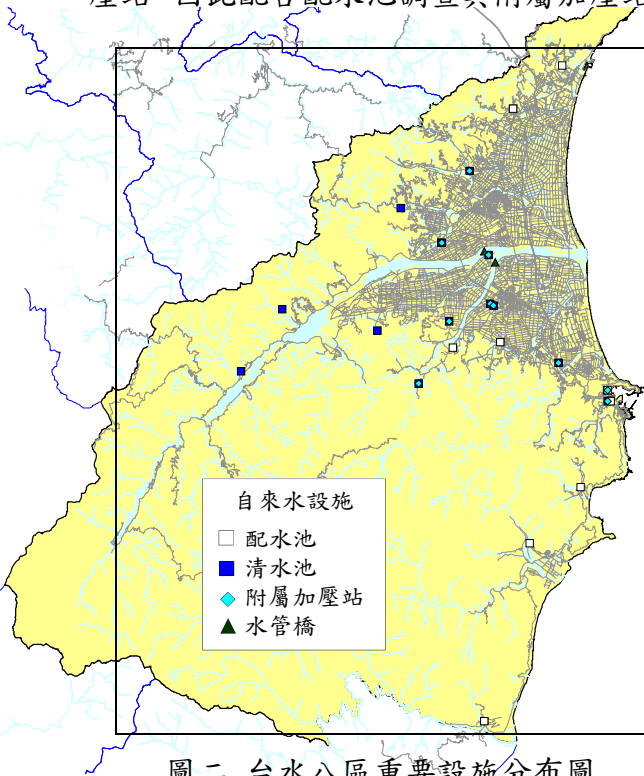
北水處由五座淨水場供應清水，其中新店溪水源占總出水量 97% 以上，提供長興、公館及直潭淨水場，其餘 3% 水源分散於雙溪及陽明山等高山區，提供雙溪及陽明淨水場供高地用水 [3]。本研究完成北水處轄區內 25 座配水池(含淨水場清水池)、18 座加壓站及 4 座水管橋的自來水設施調查，設施分布如圖一所示。完成的自來水配水池調查站數佔總容積的 88.3%，自來水加壓站調查站數佔總出水量的 99.65%，而水管橋為 100% 皆進行調查，分別為永福水管橋、圓山水管 A 橋、直潭水管 B 橋及清潭水管 C 橋。



圖一 北水處重要設施分布圖

台北八區水源常態供水以地面水源為主，地下水源為輔。供水系統可分為宜蘭、羅東、南澳、松羅、英士、四季、南山、東澳、金洋、澳花等 10 區供水系統。宜蘭與羅東系統此兩大供水系統間有葫蘆堵大橋管徑 350 mm 的輸水管與蘭陽大橋的兩條管徑 250 mm 管線相連，可相互支援，

供水範圍概以蘭陽溪分界為溪北及溪南[4]。台水八區轄內設施調查總計完成 27 座淨水場清水池及配水池、11 座附屬加壓站及 2 座水管橋之調查，設施分布如圖二所示。自來水配水池調查的站數佔總容積的 93.5%，及 100% 的水管橋(蘭陽溪水管橋及羅東溪水管橋)。因台水八區內沒有獨立加壓站，因此配合配水池調查其附屬加壓站。



圖二 台水八區重要設施分布圖

三、資訊系統建置

本研究期望於震後依據地震所造成之地表運動及活動斷層之空間地理位置，系統自動進行運算以評估處於高風險區域之水管橋、加壓站、儲水池等自來水設施，並將評估結果於網站上發布，以提供應變人員檢視與查詢地震災害潛勢與設施暴險部位等資訊。為此，須整合台灣地震損失評估系統之震災早期評估、資訊網站開發技術、網路地理資訊系統等技術。經由地表災害潛勢分析之運算結果，輔以地理資訊系統之空間分析功能，藉以評估各自來水設施之風險性，再透過資訊網站之方式來發布暴險設施資訊。

震災早期評估的主要功能為於震後依據中央氣象局所發送地震速報郵件，參考

其震源資訊及各地震測站所偵測之地表最大加速度實測值，配合其他基本地質資料，從而分析運算地震災害潛勢資訊進行推估[5]。本研究整合震災早期評估之各地地表最大加速度，輔以活動斷層資訊，挑選出處於高震度區域與鄰近斷層之自來水設施進行自來水設施暴險分析。

3.1 資訊網站之建置

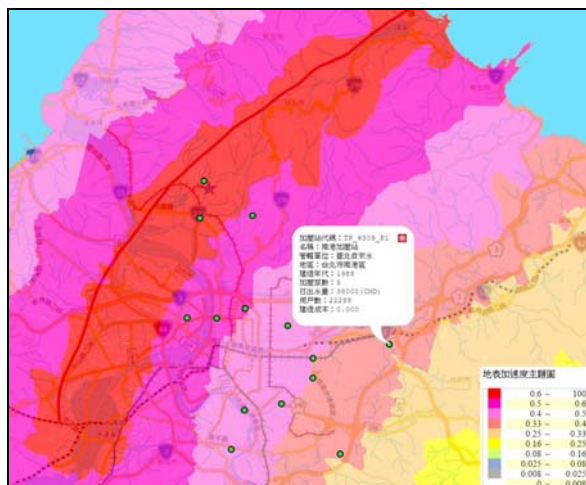
資訊網站之目的主要為將地震資訊、震災早期評估結果以數值資料表、統計圖表、地圖、主題圖等各種方式，提供應變人員了解其數量、分布和其周圍的地理環境，以方便進行人力、物資之調派及避難場所之規劃，並更進一步推測其他可能衍生之災害。此外，輔以基本地圖、衛星地圖，提供使用者瀏覽地圖，查看道路、鐵路、行政區域、河川、湖泊、橋梁、學校、重要地標等，便於了解觀測區域之地理環境。其次，搭配地震相關地圖如活斷層圖及歷史地震目錄，能提供決策者適度災情研判之輔助。

資訊網站採用 ASP.NET、AJAX 技術、JavaScript、HTML、CSS、JQuery 等網頁開發技術建置。其次，為能於線上地圖操作功能如地圖瀏覽、圖資套疊、空間分析、視覺化呈現(例如繪製主題圖)，本資訊網站亦須搭配網路地理資訊系統。目前，網路地理資訊系統選擇性不少，本研究共運用商業化軟體 ArcGIS Server 及開放原始碼軟體(Open Source)之 Geoserver 等兩種不同方案，兩者皆能提供完整的地圖展示與分析功能。

3.2 地表最大加速度評估暴險設施

震災早期評估能依據各地所偵測之速報資訊，從而推估地震所造成之地表最大加速度分布情形，與自來水設施之空間分布資訊交叉比對後，可挑選出高震度區域之水管橋、加壓站(如圖三)、配水池等。為方便使用者查詢，網站以列表方式呈現統計結果，也可點選地圖查詢基本資料。為了解不同情況下設施的暴險分析結果，使用者可自行設定暴險的震度門檻，如五

級強($PGA \geq 0.16g$)、六級弱($PGA \geq 0.25g$)、六級強($PGA \geq 0.33g$)、七級($PGA \geq 0.4g$)。



圖三 模擬山腳斷層地震-震度五級強以上區域之加壓站設施

3.3 活斷層距評估暴險設施

斷層帶為地震的高危險區域，距斷層帶越近亦代表風險越高，損害會越嚴重。本研究以震災早期評估結果配合活動斷層地圖，推測斷層開裂範圍並計算以活動斷層為中心之緩衝區，再交叉比對自來水設施之空間分布資訊，進而挑選出高暴險區域之水管橋、加壓站、配水池等。使用者可依需要自行設定與活斷層距離，如 5、10、20、50、100 公里，以了解不同情況下的設施暴險分析結果。下圖四為距山腳斷層 20 公里內之緩衝區域與位處緩衝區域內之配水池。



圖四 模擬山腳斷層地震-距活斷層 20 公里內之配水池設施

四、結論

本研究完成北水處及台水八區重要設施之屬性資料調查，包含 52 座配水池與清水池、29 座加壓站、6 座水管橋，同時建置 GIS 資料庫納入地震早期損失評估與暴險分析，強震後可提供設施暴險推估結果予水利署及各自來水管理單位，可應用於強震後緊急應變之技術支援。然而，震災境況模擬、自來水設施暴險分析技術與資料庫，若應用於震前的防減災與風險管理的規劃工作，或能發揮更大之價值；且本研究所建置之 Web-GIS 資訊網站，亦可應用於應變計畫研擬，或是兵棋推演之用，作為水利署與各自來水事業單位震前整備之努力方向，防範災害於未然。

參考文獻

1. 經濟部水利署，2012，「提升公共給水震損評估與管材耐震測試環境之規劃研究」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1010381，台北。
2. 經濟部水利署，2014，「公共給水系統震災早期災損預警技術研究(2/2)」研究報告，計畫編號 MOEA-WRA-1030158，台北。
3. 臺北自來水事業處，2012，「101 年臺北自來水事業處統計年報」，台北。
4. 台灣自來水公司，2013，「台灣自來水事業統計年報」，第三十六期。
5. 葉錦勳，「台灣地震損失評估系統-TELES」，國家地震工程研究中心研究報告，編號 NCREE-03-002，台北(2003)

行動震災資訊應用程式研發-自來水震災早期評估 APP

陳世良¹ 陳志欣¹ 周光武² 劉季宇² 葉錦勳³

摘要

本研究基於 Android 行動裝置開發平台，研發自來水地震早期損失評估行動通訊裝置 APP 通報服務，藉由推播技術之研發及應用，震後主動發送災損資訊，提供應變人員更便捷與即時之服務。

關鍵詞：Android APP、TELES

一、前言

本研究基於 Android 行動裝置開發平台，研發自來水地震早期損失評估行動通訊裝置 APP 通報服務，藉由推播技術之研發及應用，震後主動發送災損資訊，提供應變人員更便捷與即時之服務。

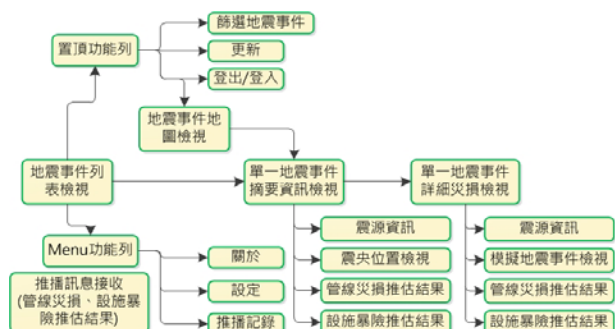
二、APP 系統運作機制與功能架構

本研究擬依圖一所示之系統整合與運作機制，建置地震早期損失評估 APP 通報服務。其中，地震發生後，地震早期損失評估模組即依據中央氣象局所發送之地震震源及測報資訊郵件，推估一般建築物可能災損；接著早期損失模擬資訊網則將災損推估結果轉換成可供民眾查詢之資料型式。同時間模擬資訊網亦擬透過 APP 雲端 Server 的協助，主動傳遞災損推估結果至所有訂閱本研究 APP 通報服務之行動裝置。在此一訊息傳遞機制運作下，服務訂閱用戶不需時時主動到網站查詢震後災損推估結果，僅需被動地接受相關訊息通知而能夠於震後即時獲知災損推估結果。



圖一 APP 通報服務系統整合與運作機制

本研究規劃 APP 通報服務之功能架構如圖二所示。為限定 APP 之訂閱用戶，用戶擬需通過帳號證認後方能使用。APP 主要功能包括地震列表及地圖事件檢視、置頂功能列、單一地震事件摘要資訊檢視、單一地震事件詳細資訊檢視、Menu 能列以及 APP 地震災損推播功能。



圖二 APP 通報服務之功能架構

¹ 國家地震工程研究中心助理技術師

² 國家地震工程研究中心副研究員

³ 國家地震工程研究中心研究員、震災模擬組組長

三、研發成果

Android 資料顯示及如何與地震早期損失評估資訊網進行資料之交換為 Android 開發關鍵重要技術之一，本研究建置 APP 資料交換伺服器提供資料交換服務，並以整合開發工具 NetBeans，進行 APP 之開發。其研發成果說明如下：

1. Android APP 版面設計：版面設計主要劃分為上下兩區域如圖三，上方區域為標題與功能列，用以呈現 APP 之標題資訊與功能選單；下方區域為內容顯示區域，用以呈現該頁面之主要資訊。



圖三 Android APP 版面設計

2. 地震事件列表檢視：APP 啟動後，主動與伺服器介接資料，讀取歷史地震事件等資訊後以地震發生時間順序(由新至舊)呈現於列表頁面如圖四。單則地震事件顯示之資訊如圖五所示。其中規模分級圖示範圍如圖六，以不同顏色區分不同規模範圍；當地震所造成之災損達警戒以上之等級(包含警戒階段、部分動員與全部動員)，警戒狀態將顯示警戒等級資訊以供使用者參考。此外，點選單列地震事件，可將頁面切換至單一地震事件檢視頁面。



圖四 地震事件列表檢視



圖五 單列地震事件資訊

規模範圍(芮氏規模)	規模分級圖示
4以下 (不包含4)	灰色 
4~5 (不包含5)	青色 
5~6(不包含6)	黃色 
6~7(不包含7)	淡紅色 
7以上	深紅色 

圖六 規模分級圖示範圍

3. 地震事件地圖檢視：本頁面基於 Google Map Android 技術與其所提供之功能，將歷史地震事件依其發生位置標示於地圖上，如圖七。其中各地震事

件之圖示顏色同地震事件列表檢視內規模分級圖示範圍，以不同顏色區分不同規模範圍；另外圖示之形狀與大小代表不同時間範圍之地震事件，其中規模分級圖示範圍如圖八所示。而點選單一圖示可顯示該歷史地震之震源資訊。



圖七 地震事件地圖檢視

時間範圍	圖示形狀與大小
三個月內	橢圓形 
四個月至一年內	圓形 
一年以前	星形 

圖八 時間分級圖示範圍

- 單一地震事件摘要資訊檢視：檢視頁面如圖九，將地震事件之位置標示於地圖上並顯示其震源資訊，災損摘要資訊置於該頁面中，供使用者檢閱摘要損災資訊。



圖九 單一地震事件摘要資訊檢視

- 單一地震事件詳細資訊檢視：檢視頁面如圖十，將 TELES 早期評估研判最符合之模擬事件位置標示於地圖上並顯示其震源資訊。以管理區處、縣市及鄉鎮為單元之災損詳細資訊置於該頁面中，並提供統計圖表，供使用者檢閱。



圖十 單一地震事件詳細資訊檢視

- Menu 功能列與置頂功能列：檢視頁面如圖十一。Menu 功能列包含設定相關參數、關於本軟體與推播記錄查詢。置頂功能列包含篩選地震事件、更新地震事件與災損、使用者權限控管。



圖十一 Menu 功能列與置頂功能列

- APP 地震災損推播功能：檢視頁面如圖十二，APP 推播功能主要是協助 APP 用戶在不花費任何力氣的情況下，被動接收最新的資訊。相較網站用戶需主動花費時間來尋找資訊連結，下載資訊，APP 推播則能即時通知並傳送資料給使用者，協助使用者隨時掌握最新資訊。整合 Google Cloud Message 所提供之功能模組與自來水地震早期損失評估資料庫，於雲端服務端建置推播功能。地震發生後將管線災損及設施暴險評估結果傳遞至 APP 上。手機端收到推播通知後，於系統通知列上顯示 APP 之圖示，可透過點選系統通知訊息後顯示推播之摘要訊息，並可選擇開啟 APP 檢視詳細之推播內容或關閉通知。



圖十二 APP 之地震災損推播操作流程

- APP 上線服務：APP 已上架至 Google Paly 商城，如圖十三所示，未來如有更新或修正時，可透過 Google Play 商城主動通知更新，以確保功能維持正常運作。



圖十三 APP 之 Google Play 下載頁面

四、結論與展望

本研發應用 Android 應用程式框架服務，完成行動震災資訊應用程式-自來水震災早期評估 APP 之探討與研發，應變人員可透過 APP 以列表與地圖化之方式，直接獲取地震資訊。並藉由推播技術之研發及應用，震後主動發送災損資訊，提供應變人員更便捷與即時之服務。

自來水震災早期評估 APP 已上線進行服務，但仍有改進與修正空間。未來可於 APP 中植入 Google Analytic 數據分析，分析安裝行為、Android 安裝版本、安裝手機型號、使用操作歷程等，可作為績效指標參考依據之一；另外在於操作流程與介面亦將收集使用者之建議後進行調整。

海嘯預警系統及災損資料庫建置計畫(3/3)

葉錦勳¹ 黃安和²

摘要

本計畫運用 COMCOT 海嘯模擬軟體，評估臺灣沿海地區受海嘯侵襲時的溢淹潛勢，並結合臺灣地震損失評估系統(TELES)已建置之各類風險暴露資料，推估建築物和其它工程結構物受海嘯影響的數量和可能性。考量引致海嘯且影響臺灣地區的各種可能震源參數組合，本計畫進行一系列海嘯模擬並藉以建置影響臺灣沿海地區的海嘯災害潛勢資料庫。結合中央氣象局之海嘯警報系統可作為海嘯早期預警機制的一環。一旦中央氣象局(或太平洋海嘯警報中心)發佈海嘯預警資訊時，可即時查詢和提供沿海各鄉鎮區可能的海嘯到時、溢淹範圍、深度、水量和警戒等級等資訊；平時協助各縣市政府劃設海嘯潛勢區和研擬災害防治對策。

關鍵詞：海嘯模擬、海嘯到時、溢淹潛勢、警戒等級、早期預警系統

一、前言

本計畫整體目標在強化海嘯模擬技術與建置海嘯早期預警系統，執行期限自 2011 年 8 月 1 日至 2014 年 7 月 31 日止。研究步驟包含調查對臺灣具有災害潛勢的海嘯源，擬定各種可能引致海嘯的震源參數組合，透過數值模擬以獲得海嘯波高、溢淹深度、水量等資訊。配合臺灣地震損失評估系統(TELES)之軟體架構和資料，開發整合地理資訊系統的海嘯災損推估系統—Tsunami。將海嘯模擬結果匯入地理資訊系統中，即可套疊其它風險暴露圖資，建置海嘯災害潛勢資料庫。

第一年完成海嘯模擬計算環境之建立，識別影響臺灣地區的海嘯源，並收集不同來源的數值地形資料，開發 Tsunami 離型軟體。第二年完成高解析數值地形資料的整理(去除不合理的資料點並重新內插)，藉以提高數值模擬的正確性和評估結果的可信度；擬訂未來各種可能影響臺灣地區的海嘯情境事件，將模擬結果建置成海嘯模擬資料庫。

本年度綜合前兩年的研究成果，進一步統計分析與運用。根據前述所有海嘯事

件的模擬結果，完成臺灣沿海地區的海嘯災害潛勢圖。根據海嘯源的位置劃分成 A、B、C、D、E 和 F 等六區，並依引致海嘯的地震規模擬訂大、中、小型海嘯，本年度分別探討各海嘯源分區和不同規模海嘯對臺灣沿海地區之溢淹影響。各項統計分析結果以表格、圖形等方式呈現，方便海嘯防災與應變人員查詢。

二、海嘯災害潛勢圖

本計畫運用 COMCOT 進行各種可能影響臺灣地區之海嘯情境模擬，包含不同的海嘯源(含 27 個破裂區塊)、不同的地震規模(震矩規模由 7.7 至各海嘯源最大可能地震規模的上限)、不同的斷層破裂參數組合(譬如破裂長度、方向與滑移量)共 600 組海嘯事件。每一海嘯事件的模擬結果可得沿海地區之各個網格的最大溢淹深度、波速或通量等。綜合統計所有海嘯模擬事件的評估結果，可得沿海地區之各個網格在所有可能事件下的最大溢淹深度。本計畫將海嘯災害潛勢概分為低、中、高和極高等四級，分別對應於最大溢淹深度在 0.5 公尺以下、0.5~2 公尺、2~4 公尺和 4 公尺以上。一般而言，最大溢淹深度較大的地區，其範圍的變異性較小，亦即鄰近地區

¹ 國家地震工程研究中心研究員兼任組長

² 國家地震工程研究中心專案助理研究員

的海嘯災害潛勢值被低估的可能性較小；反之，最大溢淹深度較小的區域(如臺灣西部沿海)，其溢淹範圍的變異性較大。在製作海嘯災害潛勢圖時，於原始不同溢淹等級的潛勢區增加不同的緩衝區距離，如表 1 所示。為避免地形高低起伏變化劇烈的區域(如臺灣東部沿海地區)被高估海嘯災害潛勢，不同等級之海嘯災害潛勢區的緩衝範圍須分別劃設。緩衝區之重疊部分歸屬較高的災害潛勢等級。

表1 海嘯災害潛勢區之緩衝區距離

海嘯溢淹潛勢	最大溢淹深度	緩衝區距離
低	0.5 公尺以下	200 公尺
中	0.5 至 2 公尺	100 公尺
高	2 至 4 公尺	50 公尺
極高	4 公尺以上	25 公尺

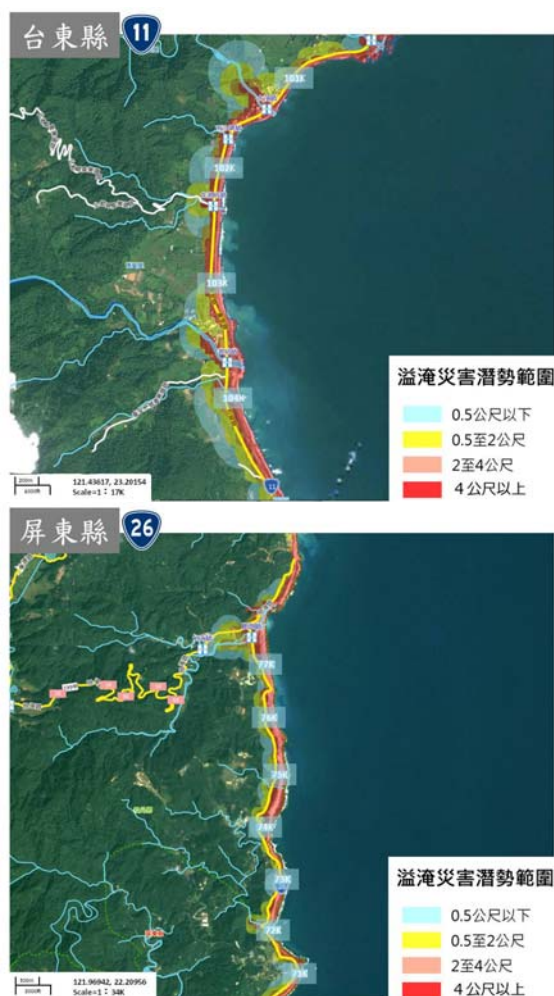


圖1 海嘯災害潛勢圖：上圖為台東縣成功鎮沿海；下圖為屏東縣牡丹鄉沿海。

三、海嘯源分區與規模分級

為探討不同來源和地震規模所引致海嘯對臺灣沿海地區的影響，同時便於震後快速查詢以獲得海嘯溢淹潛勢分析的結果，本計畫依可能影響臺灣地區之海嘯源的位置、方向及隸屬之海溝，將原細分為 27 個破裂區塊重新歸納為 A 至 F 六個海嘯源分區，如圖 2 所示。

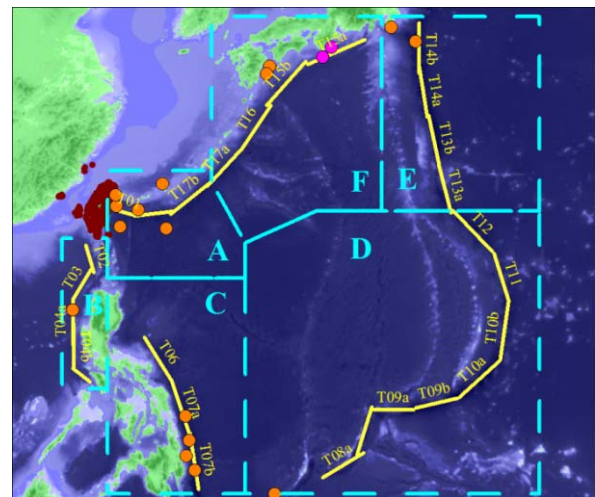


圖2 海嘯源分區示意圖

另依引致海嘯之地震事件的震矩規模作為海嘯分級的依據：震矩規模 8.0 以下的地震事件所引致的海嘯為小型海嘯，震矩規模在 8.0 至 8.4 之間的地震事件所引致的海嘯為中型海嘯，震矩規模 8.4 以上的地震事件所引致的海嘯為大型海嘯。不同分級的海嘯事件分別以表 2 所示的代表性震矩規模之海嘯事件的模擬結果加以統計。

表2 海嘯分級與震矩規模對照表。

海嘯分級	震矩規模範圍	代表性震矩規模
小型海嘯	8.0 以下	7.7、7.9
中型海嘯	8.0 ~ 8.4	8.1、8.3
大型海嘯	8.4 以上	8.5、8.7

四、海嘯溢淹評估結果說明

運用 COMCOT 模擬海嘯事件之評估結果，可包含每一網格的浪高、波速和流量等的歷時紀錄；但為避免資料量過於龐

大，通常僅保留該事件中每一網格之浪高、波速和流量等的最大值；每一潮位站則保留完整的浪高歷時紀錄，藉以判斷海嘯到時等與時間相關的其它資訊。每一網格的最高浪高扣掉該網格的地面高程可得最大溢淹深度。最大溢淹深度乘上網格的面積即得到該網格的溢淹水量。如加總各村里之最大溢淹深度大於零的網格溢淹水量，再分別除以各村里的總溢淹面積，即可得到各村里的平均最大溢淹深度。本計畫為統計不同海嘯源分區(6個)發生不同分級海嘯(3個)時對沿海各村里或鄉鎮區的影響，分別計算前述 18 種情境下之以村里或鄉鎮區為單元之溢淹水量、面積和平均溢淹深度等的最小值、平均值和最大值。

圖 3(a)和(b)分別以村里和鄉鎮區為單元，顯示海嘯源 A 區發生大型海嘯事件時之平均溢淹深度分布圖。在此須留意：各村里或鄉鎮區所包含的範圍並非全部受海嘯侵襲，且不具有相同的溢淹深度。這類的主題圖僅在提醒使用者哪些村里或鄉鎮區可能受海嘯的侵襲，以及受侵襲範圍內的平均溢淹深度。較精確的海嘯溢淹潛勢區應參考前述的海嘯災害潛勢圖。

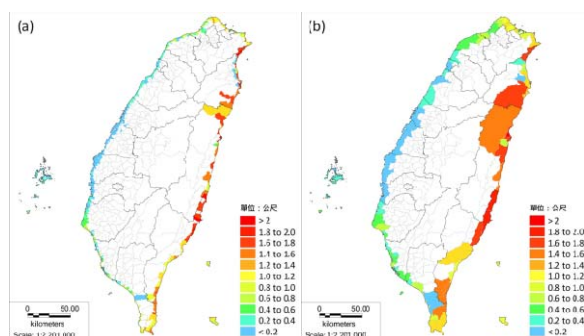


圖3 海嘯源 A 區發生大型海嘯引致沿海(a)村里、(b)鄉鎮區之溢淹深度分布。

五、海嘯災害的警戒等級說明

由海嘯災害潛勢模擬資料庫中，依海嘯事件之地震定位資訊(如地震規模、震央位置、震源深度等)，可查詢相似震源參數組合之各種海嘯事件的模擬結果，並計算依行政區界劃分的溢淹面積、水量和平均

深度等的統計值。本計畫已依最大溢淹深度、平均溢淹深度和平均溢淹水量等條件擬訂各鄉鎮區須警戒等級如下：

一級警戒

溢淹水量之平均值超過 2×10^6 立方公尺並且(平均溢淹深度之平均值達 1 公尺以上或者最大值達 2 公尺以上)

二級警戒

溢淹水量之平均值超過 0.5×10^6 立方公尺並且(平均溢淹深度之平均值達 0.5 公尺以上或者最大值達 1 公尺以上)

三級警戒

平均溢淹水深超過 0 公尺

一旦有發生海嘯之疑慮時，各鄉鎮區之警戒等級和各種溢淹潛勢資訊，可羅列成統計圖表或繪製主題圖，於震後短時間內提供災防應變單位參考，有助於提升應變效率和資源調度等作業。

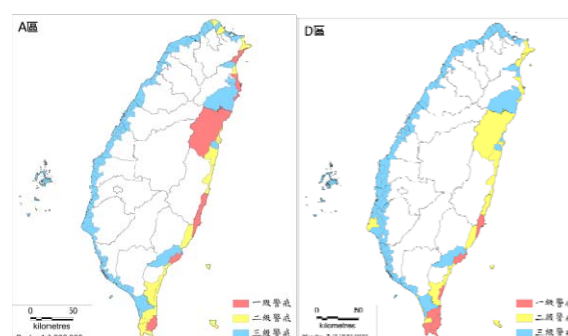


圖4 海嘯源 A 區和 D 區發生大型海嘯事件時，應發布警戒之鄉鎮(市)區。

六、海嘯事件之潮位站記錄

將所有 T、S、R 海嘯事件之潮位站紀錄，依海嘯源分區及大、中、小型海嘯分級，分別統計所涵蓋之海嘯事件的海嘯波到時與波高資料。由於少數潮位站之間的距離相當接近，而相近的潮位站之海嘯波高情況類似，故相近的數個潮位站取其一紀錄作為代表說明即可，故不論淡水河口、鹽寮、福隆和東石潮位站，剩餘 31 個潮位站。

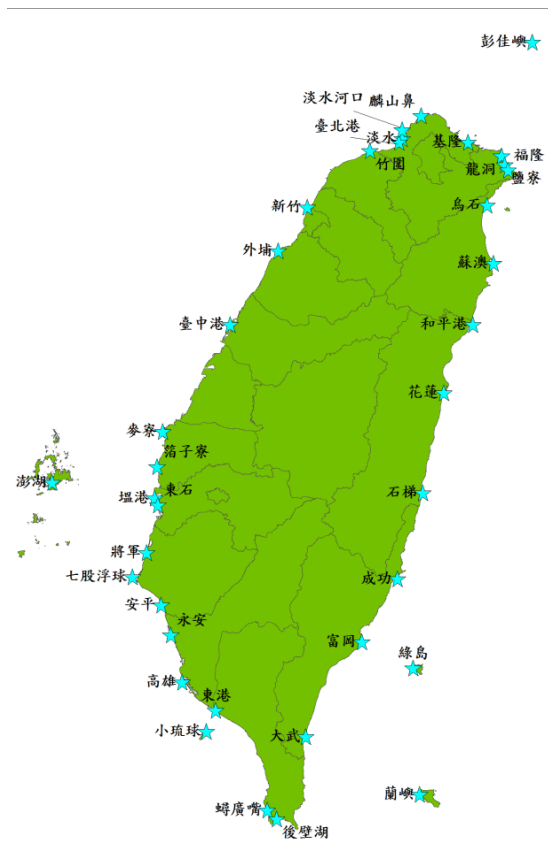


圖5 潮位站位置示意。

藉由不同海嘯源分區和不同分級的海嘯情境事件，可分別統計個別潮位站之最大波高的最小值(W_{min})、平均值(W_{avg})以及最大值(W_{max})。圖 6 可說明在不同海嘯情境事件下，潮位站可能接收到的海嘯波高範圍。當海嘯可能發生時，經由觀察鄰近潮位站的海嘯最大波高範圍，沿海鄉鎮區可即時推估將遭到何種程度的海嘯波侵襲。中央或縣市層級的災害應變中心可根據海嘯源分區和分級的資訊，研判哪些沿海的鄉鎮區應提高警覺、加強防範，藉以達快速應變的效果。

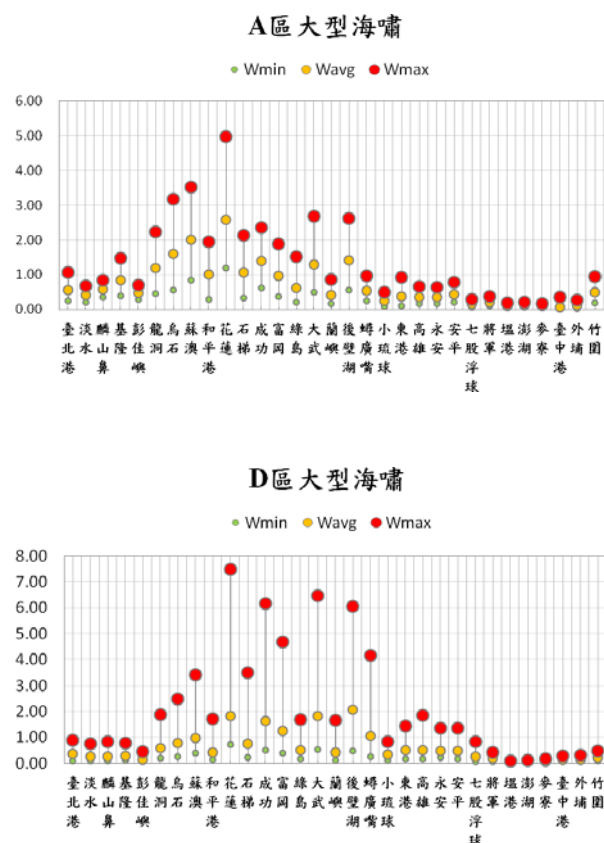


圖6 潮位站所紀錄來自海嘯源 A 區和 D 區中，所有大型海嘯的最大波高最小值(W_{min})、平均值(W_{avg})和最大值(W_{max})分布。

參考文獻

1. Wang X., 2009, User Manual for COMCOT Version 1.7, <http://ceeserver.cce.cornell.edu/pll-group/comcot.htm>.
2. Yen, Y.T., and Ma, K.F., 2011, Source-Scaling Relationship for Mw 4.6-8.9 Earthquakes, Specifically for Earthquakes in the Collision Zone of Taiwan: Bulletin of the Seismological Society of America, v. 101, no. 2, p. 464-481.
3. 葉錦勳, 2003, 「臺灣地震損失評估系統—TELES」, 國家地震工程研究中心, NCREE-03-002。

擴柱補強校舍耐震能力之初步評估

鍾立來¹、林聖學²、楊耀昇³

摘要

未補強之校舍已建立了一套初步評估法，但是補強後之校舍尚未有一套初步評估法，所以本研究建立一套擴柱補強校舍之初步評估法。本研究將以後甲國中試體，建立鋼筋混凝土包覆區單位斷面積側向強度，並以擴柱補強之初步評估方法評估關廟國小，且與其現地試驗做比較。其初步評估值與試驗值之比值在：極限基底剪力、容許韌性容量、全部靜載重、基本振動週期及基本耐震性能等，其值皆屬保守。故本研究將建立擴柱補強後校舍之初步評估方法，可針對擴柱補強前，校舍之初步設計及補強量之估算即擴柱補強的數量，而針對擴柱補強後之校舍，可進行耐震能力之檢核及其合理性評估。

關鍵詞：擴柱補強、校舍補強、初步評估

一、前言

本研究將利用初步評估法之精神，建立擴柱補強之初步評估法，使工程師在進行補強設計前，即可進行初步設計、經費預估及計算所需之補強量（即擴柱補強之數量）；另在補強設計後，亦可利用該方法檢核補強後校舍耐震能力之合理性。

二、擴柱補強初步評估方法之建立

一兩層樓高之典型校舍，樓高為 3.40 m，取一柱線，如圖 1 所示。由圖 2 可知，柱之尺寸為 30 cm×50 cm，配筋為主筋 4 支 7 號鋼筋及 8 支 6 號鋼筋，共 12 支主筋，箍筋為 3 號鋼筋間距 25 公分。梁之尺寸為 24 cm×60 cm，配筋為主筋頂層 4 支 6 號鋼筋，底層 2 支 6 號鋼筋，箍筋為 3 號鋼筋間距 25 公分，柱之淨高為 2.80 m，混凝土抗壓設計強度採用 $f'_c = 160 \text{ kgf/cm}^2$ ，主筋及箍筋設計降伏強度採用 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。

典型校舍之結構通常為弱柱強

梁，柱的上下兩端先產生撓曲強度，所以柱之側向強度 V_C 用柱之計算彎矩強度 M_{nC} 及柱之淨高 H_C 即可算得，公式為：

$$V_C = \frac{2M_{nC}}{H_C} \quad (1)$$

可算出 $V_C = 10.062 \text{ tf}$ 。

典型校舍擴柱補強之擴柱部分，為既有柱向外擴大 15 cm，由圖 2 可知，擴柱之尺寸為 80 cm×60 cm，鋼筋混凝土包覆區之配筋為 6 號 12 支柱主筋，箍筋為 3 號鋼筋間距 10 公分，其混凝土採用較高之抗壓設計強度 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，主筋採用較高之設計降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，箍筋設計降伏強度採用 $f_{yt} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，由圖 3，擴柱後校舍之結構應為強柱弱梁，所以梁端及柱底先產生彎矩強度，再藉由地震力豎向分配，可得二樓的地震力為 $\frac{1}{3}V_{CJ}$ ，頂樓的地震力為 $\frac{2}{3}V_{CJ}$ ， V_{CJ} 為擴柱之基底剪力，以彎矩

¹國家地震工程研究中心 研究員 暨 國立台灣大學土木工程學系 教授

²國立台灣大學土木工程學系 研究生

³國家地震工程研究中心 兼任助理研究員

平衡法，並取柱底之彎矩平衡，經整理後得 V_{CJ} ，其公式為：

$$V_{CJ} = \frac{3M_{nRCJ} + 6(M_{nbR} + M_{nbL})}{h_{1F} + 2h_{2F}} \quad (2)$$

其中， M_{nRCJ} 為擴柱之彎矩強度； M_{nbR} 為柱右側之梁端彎矩強度； M_{nbL} 為柱左側之梁端彎矩強度； h_{1F} 為一樓之高程； h_{2F} 為二樓之高程，即可得 $V_{CJ} = 28.319 \text{ tf}$ 。

再利用以下公式可得擴柱補強的鋼筋混凝土包覆區之單位斷面積側向強度：

$$\tau_{RCJ} = \frac{V_{CJ} - V_C}{A_{RCJ}} \quad (3)$$

其中 A_{RCJ} 為鋼筋混凝土包覆區之斷面積，再由上述公式計算擴柱鋼筋混凝土包覆區之單位斷面積側向強度，可得擴柱鋼筋混凝土包覆區之單位斷面積側向強度 $\tau_{RCJ} = 5.53 \text{ kgf/cm}^2$ 。

擴柱校舍之初步評估法基底剪力將以未補強校舍之初評方法為基礎加上擴柱之鋼筋混凝土包覆區提供之基底剪力，擴柱校舍初步評估之極限基底剪力 $V_{bs,R}$ ：

$$V_{bs,R} = V_{bs} + \beta(\tau_{RCJ} A_{RCJ}) \quad (4)$$

其中 V_{bs} 為未補強校舍之初步評估方法建立的基底剪力； A_{RCJ} 為一樓鋼筋混凝土包覆區之總斷面積；極限側向強度發生之時機亦未必相同，所以校舍結構側向強度之折減係數取為 $\beta = 0.9$ 。

再利用基底剪力計算擴柱補強校舍的韌性容量 R ：

$$R = \frac{R_E V_{bs} + R_R(\tau_{RCJ} A_{RCJ})}{V_{bs,R}} \quad (5)$$

其中， V_{bs} 為校舍結構未補強前之極限基底剪力， $R_E = 2.8$ 為既有校舍結構之韌性容量， $R_R = 4$ 為校舍補強構件之韌性容量，以其側向強度作加權算得校舍

結構擴柱補強後之韌性容量。

三、擴柱補強初步評估方法之驗證

3.1 後甲國中反覆載重試驗

試驗結果為一反覆試驗，取其包絡線可得其容量曲線，如圖 4，並將其作完美彈塑性，即可得後甲國中擴柱補強試體之極限基底剪力 $V_{bs,EX} = 84.93 \text{ tf}$ 。由式 4 算得擴柱初步評估之極限基底剪力 $V_{bs,R} = 73.89 \text{ tf}$ ，為實驗值之 87%。

由式 6 可算得其韌性容量 $R_{EX} = 6.14$ 。

$$\frac{1}{R_{EX}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2U_{V\Delta} \Delta_{RF,0.7V_{max}}}{0.7V_{bs,max} \Delta_{RF,u}^2}} \quad (6)$$

接下來即可利用式 5 算得校舍結構擴柱補強初步評估之韌性容量 $R = 3.704$ ，其為實驗值之 60.3%。

3.2 關廟國小擴柱補強初步評估與現地試驗之驗證

3.2.1 校舍結構之極限基底剪力強度

該校舍結構單向側推試驗之最大基底剪力為 288.379 tf ，轉為擬反覆試驗之結果，如圖 7 可得其容量曲線，並將其作完美彈塑性，即可得關廟國小擴柱補強試體之極限基底剪力 $V_{bs,EX} = 279.766 \text{ tf}$ ，由圖 5、6 及式 4 算得擴柱初步評估之極限基底剪力強度 $V_{bs,R} = 159.6 \text{ tf}$ ，為試驗之 61.25%。

3.2.2 校舍單位樓地板面積之靜載重

由於擴柱會增加其重量，故將單位樓地板面積之重量各增加 50 kgf/cm^2 ，所以頂層單位樓地板面積之重量為 800 kgf/cm^2 ，其它樓層為 950 kgf/cm^2 。實算的頂層單位面積之重量為 727.632 kgf/cm^2 ，擴柱補強校舍之初步評估為實算之 109.9%，二樓

單位面積之重量為 921.088 kgf/cm^2 ，初步評估為實算之 103.1%。

3.2.3 校舍結構之基本振動週期

結構實算之基本振動週期：

$$T_{EX} = 2\pi \sqrt{\frac{1.5(W_{RF} + 0.25W_{2F})\Delta_{RF}}{1.25gV_{bs}}} \quad (7)$$

計算得 $T_{EX} = 0.230 \text{ s}$ 。擴柱校舍之初步評估中，依建築物耐震設計規範及解說鋼筋混凝土校舍，其基本振動週期為：

$$T = 0.070h_n^{3/4} \quad (8)$$

校舍結構之高程 $h_n = 7.0 \text{ m}$ ，可估算 $T = 0.3012 \text{ s}$ ，為實算之 131%。

3.2.4 校舍結構之容許韌性容量

由式 6 可算得其韌性容量 $R_{EX} = 9.748$ ，再由式 9 可得容許韌性容量 $R_{a,EX} = 6.832$ 。

$$R_{a,EX} = 1 + \frac{R_{EX} - 1}{1.5} \quad (9)$$

擴柱之初步評估中，容許韌性容量估算為 $R_a = 2.2$ ，為實算之 35.57%。

3.2.5 基本耐震性能

依建築物耐震設計規範及解說之結構最小設計水平總橫力，校舍結構之設計水平地震力 V ：

$$V = \frac{S_{ad}I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (10)$$

將上式移項並重新整理後，可得校舍結構耐震容量及需求之比值 R_{CD} (CDR) 容量需求比：

$$R_{CD} = \frac{C_s}{D_s} = \frac{1.4\alpha_y V}{S_{ad}IW / F_u} = \frac{V_{bs}}{S_{ad}IW / F_u} \geq 1 \quad (11)$$

其中 C_s 為校舍結構之耐震容量； D_s 為校舍結構之耐震需求。

為便於表示與溝通，將容量需求比放大 100 倍，使之成為校舍之基本耐震性能 E ：

$$E = 100R_{CD} = 100 \frac{V_{bs}F_u}{S_{ad}IW} \quad (12)$$

換言之，若將容量需求比以百分比的方式表示，即為基本耐震性能。

在現地試驗中，關廟國小擴柱補強校舍結構擬反覆試驗之極限基底剪力強度 $V_{bs,EX} = 279.766 \text{ tf}$ ；該校舍為一般校舍，故用途係數 $I = 1.25$ ；校舍之全部靜載重 $W_{EX} = 284.9 \text{ tf}$ ；結構之基本振動週期 $T_{EX} = 0.230 \text{ s}$ ；校舍座落於台南縣關廟鄉，震區短周期及一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為 $S_S^D = 0.7$ 及 $S_1^D = 0.4$ ，反應譜等加速度段及等速度段之近斷層調整因子分別為 $N_A = 1.0$ 及 $N_V = 1.0$ ，假設為第二類地盤，反應譜等加速度段及等速度段之工址放大係數分別為 $F_a = 1.0$ 及 $F_v = 1.3$ ，工址短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為 $S_{DS} = 0.7$ 及 $S_{D1} = 0.52$ ，工址水平譜加速度係數短週期與中長週期之分界為 $T_0^D = 0.7429 \text{ s}$ ，結構之基本振動週期介於 $0.2T_0^D \leq T_{EX} \leq T_0^D$ ，工址水平譜加速度係數 $S_{ad,EX} = S_{DS} = 0.7$ ；結構之容許韌性容量 $R_{a,EX} = 6.832$ ，結構基本振動週期介於 $0.2T_0^D \leq T_{EX} \leq 0.6T_0^D$ ，結構系統地震力折減係數 $F_{u,EX} = 3.559$ ；依式 12，結構之基本耐震性能 $E_{EX} = 372$ 。

在擴柱校舍初步評估中，該校舍之極限基底剪力強度為 $V_{bs,R} = 260.58 \text{ tf}$ ；校舍結構之全部靜載重為 $W_{PE} = 302.4 \text{ tf}$ ；結構之基本振動週期 $T = 0.3012 \text{ s}$ ；介於 $0.2T_0^D \leq T_{PE} \leq T_0^D$ ，工址水平譜加速度係數 $S_{ad,PE} = S_{DS} = 0.7$ ；結構之容許韌性容量 $R_{a,PE} = 2.2$ ，結構之基本振動週期介於 $0.2T_0^D \leq T_{PE} \leq 0.6T_0^D$ ，結構系統地震力折減係數 $F_{u,PE} = 1.965$ ；依式

12，擴柱初步評估之基本耐震性能 $E_{PE} = 118.52$ ，為實算之 31.86%。

四、結論

本研究中以後甲國中典型校舍試體建立擴柱之鋼筋混凝土包覆區之單位斷面積側向強度 τ_{RCJ} 為 5.53 kgf/cm^2 。本研究進一步以關廟國小校舍擴柱補強結構之現地實驗，檢核擴柱補強耐震能力之初步評估，初步評估之基本耐震性能較現地實驗為低，屬保守。擴柱補強後校舍之初步評估方法，可針對擴柱補強前，校舍之初步設計及補強量之估算，即擴柱補強的數量，而針對擴柱補強後之校舍，可進行耐震能力之檢核及其合理性評估。

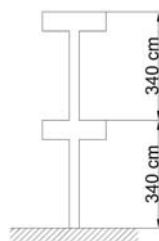


圖 1 典型校舍之柱線

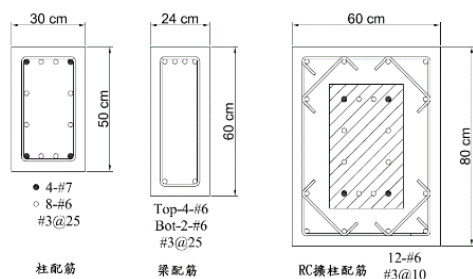


圖 2 典型校舍梁、柱及擴柱斷面與配筋圖

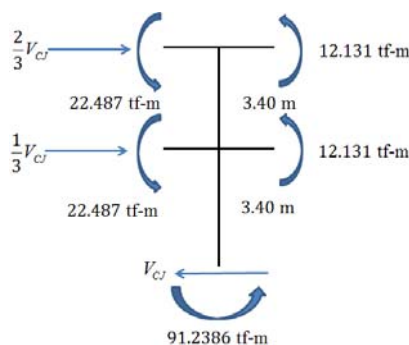


圖 3 典型校舍擴柱補強後之柱線自由體圖

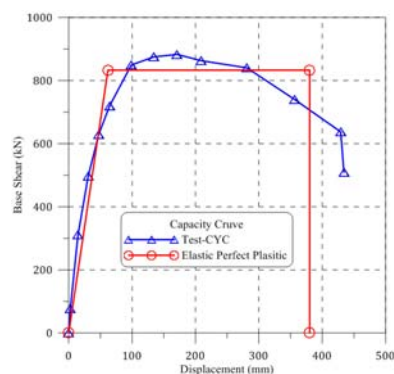


圖 4 後甲國中擴柱補強實驗之容量曲線

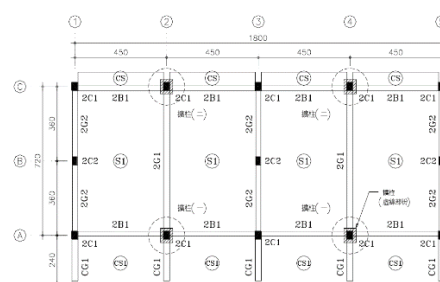


圖 5 關廟國小擴柱補強平面圖

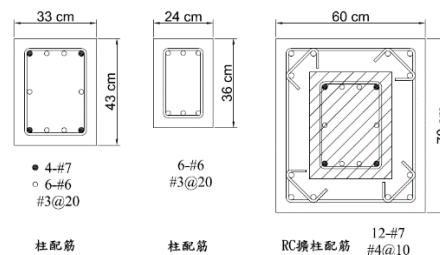


圖 6 關廟國小既有柱及擴柱補強柱斷面配筋圖

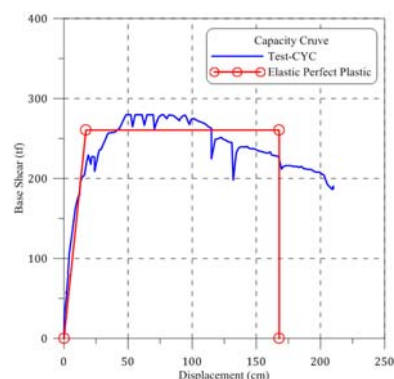


圖 7 關廟國小擴柱補強實驗之容量曲線

參考文獻

1. 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，2011 年。